

**Verbundverhalten einbetonierten Betonrippenstahls
bei extrem tiefer Temperatur**

Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy
Dipl.-Ing. J. Scheuermann

Abschlußbericht

April 1986

BIBLIOTHEK
Institut für Experimentelle Bauteilemechanik
der Technischen Universität Braunschweig
Bismarckstraße 15
D-38106 Braunschweig

Forschungsauftrag V 238/DAfStb

Inhaltsverzeichnis

- 1 Einleitung
 - 1.1 Problemstellung
 - 1.2 Zielsetzung
- 2 Grundlagen zum Verbund zwischen Beton und Bewehrungsstahl
 - 2.1 Mechanismus des Verbundes
 - 2.2 Experimentelle Möglichkeiten zur Bestimmung des Verbundwiderstandes
 - 2.3 Kenntnisstand zum Verbundverhalten
 - 2.3.1 Verbundverhalten bei normalen Temperaturen (RT)
 - 2.3.2 Verbundverhalten bei tiefen Temperaturen (TT)
- 3 Planung und Durchführung von Ausziehversuchen bei tiefen Temperaturen
 - 3.1 Versuchsprogramm
 - 3.2 Baustoffe und deren mechanische Eigenschaften
 - 3.2.1 Beton
 - 3.2.2 Bewehrungsstahl
 - 3.3 Versuchskörper der TT-Ausziehversuche
 - 3.3.1 Geometrische Ausbildung
 - 3.3.2 Herstellung der Ausziehkörper
 - 3.3.3 Lagerung der Versuchskörper bis zur Versuchsdurchführung
 - 3.4 Versuchseinrichtung
 - 3.4.1 Prüfstand mit Kühleinrichtung
 - 3.4.2 Meßverfahren und Messungen
 - 3.4.3 Steuerung der Belastung
 - 3.5 Vorversuche
 - 3.5.1 Festlegung der Abkühl- und Erwärmungsgeschwindigkeit
 - 3.5.2 Festlegung einer einheitlichen Verbundlänge
4. Ergebnisse der Ausziehversuche bei tiefen Temperaturen
 - 4.1 Allgemeines
 - 4.2 Prinzipielle Darstellung des Einflusses tiefer Temperaturen
 - 4.3 Einfluß der Betonfeuchte
 - 4.4 Einfluß der Betongüte

- 4.5 Einfluß der Stahlprofilierung
- 4.6 Einfluß des Durchmessers gerippter Stäbe
- 4.7 Einfluß der Betondeckung und der Lage des Bewehrungsstabes im Prüfkörper
- 4.8 Einfluß einer Querbewehrung
- 4.9 Einfluß zyklischer Temperaturbeanspruchung
- 4.10 Einfluß einer Vorlast
- 5 Innere Verbundrißbildung bei tiefen Temperaturen
 - 5.1 Allgemeines
 - 5.2 Modell zur Vorhersage von Längsrissen bei tiefen Temperaturen
 - 5.3 Sprengrißbildung bei tiefen Temperaturen
 - 5.3.1 Längsrißbildung im Versuch
 - 5.3.2 Sprengbruchverhalten im Versuch
 - 5.4 Verschiebungssprünge bei extrem tiefen Temperaturen
 - 5.4.1 Vorbemerkungen
 - 5.4.2 Versuchsergebnisse zum Auftreten der Verschiebungssprünge
 - 5.4.3 Deutung des Verformungsmechanismus
 - 5.4.4 Begrenzung des Verbundwiderstandes gegenüber Verschiebungssprüngen
- 6 Verbundgesetz für tiefe Temperaturen
 - 6.1 Vorbemerkungen
 - 6.2 Entwicklung eines TT-Verbundgesetzes
 - 6.2.1 Rechenansatz der τ_v -v-Beziehung bei Tieftemperatur
 - 6.2.2 Anpassung des Rechenansatzes an die Versuchsergebnisse
 - 6.2.3 Gültigkeitsbereich des TT-Verbundgesetzes
- 7 Zusammenfassung
- 8 Literatur

Bezeichnungen

1) Allgemeines

ϑ	Temperatur
$\Delta\vartheta$	Temperaturdifferenz, Temperaturgradient
TT	Tieftemperatur
RT	Raumtemperatur, + 20 °C
z	Anzahl von Tieftemperaturzyklen
VD	Versuchsdurchführung
t	Zeit
ε_{ϑ}	freie thermische Dehnung
σ_1, σ_2	Hauptspannungen
x	Integrationsweg entlang der Stabachse

2) Beton

β_W	Würfelfestigkeit
β_C	Zylinderfestigkeit
β_Z	zentrische Zugfestigkeit
β_{SZ}	Spaltzugfestigkeit
E_b	Elastizitätsmodul
ε_{bq}	Querdehnung
W/Z	Wasserzementfaktor
u_m	Feuchte
A_b	Betonfläche

3) Bewehrungsstahl

d_s	Stabdurchmesser
f_R	bezogene Rippenfläche nach DIN 488
E_s	Elastizitätsmodul
$R_{po,2}$	0,2-Dehngrenze
R_m	Zugfestigkeit
A_{10}	Bruchdehnung
β_s	Streckgrenze
σ_s	Stahlspannung
A_s	Stahlquerschnittsfläche

4) Stahlbeton

c	Betondeckung
$n = \frac{E_s}{E_b}$	Verhältnis der Elastizitätsmodule
$\mu = \frac{A_s}{A_b}$	Bewehrungsgrad

5) Verbund

τ_v	Verbundspannung
τ_{vu}	Verbundfestigkeit
v	Stabendverschiebung bzw. Relativverschiebung zwischen Beton und Stahl
v_u	Stabendverschiebung bei τ_{vu}
Δv	Verschiebungssprünge
l_v	Verbundlänge
σ_D	Betondruckspannung unter den Rippen des Bewehrungsstabes
α	Winkel zwischen Stablängsachse und Druckstrebe (σ_D)
δ	Winkel zwischen Stablängsachse und radialen Verbundrissen
σ_{rs}	radiale Druckspannung an der Kontaktfläche Beton-Bewehrungsstab
a, B	Koeffizienten des Verbundgesetzes
C_1, C_2, C_3	Konstanten des Verbundgesetzes
$f_1(\vartheta), f_2(\vartheta)$	Temperaturfunktionen des Verbundgesetzes

6) Indizes

s	Stahl
b	Beton
r, φ	Polarkoordinaten
i	innen
a	außen
l	längs
q	quer
ϑ	Temperatureinfluß
o	Zustand bei + 20 °C

R	Zustand bei Rißbildung
S	Sprengbruch
G	Gleitbruch

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Aus ökonomischen Gründen erfolgt die Lagerung technischer und natürlicher Gase in verflüssigter Form und bei Atmosphärendruck, da durch die Verflüssigung eine erhebliche Reduzierung des Volumens erreicht wird. Allerdings erfordert dies eine drastische Unterkühlung der Gase, z. B. muß natürliches Erdgas auf -165°C abgekühlt werden. Mit der Planung und Erstellung großer Lagerbehälter für verflüssigtes Erdgas (Liquefied Natural Gas, LNG) setzte weltweit eine intensive Erforschung des Materialverhaltens bei diesen extrem tiefen Temperaturen ein.

Aus Gründen der Sicherheit werden LNG-Tanks doppelschalig ausgebildet /1/. Der kreiszylindrische Innentank stellt den eigentlichen Lagerbehälter für die kalte Flüssigkeit dar, er ist im Betrieb dauernd tiefkalt. Bei heutigen LNG-Tankanlagen wird der Innentank aus Ni-Stahl erstellt, allerdings ist auch schon Spannbeton wegen seines hohen Sicherheitspotentials verwendet worden. Der Außenbehälter, im Regelbetrieb dauernd warm, stellt zum einen den äußeren Schutzwall gegen äußere Katastropheneinwirkungen dar, zum anderen verhindert er das Entweichen von Gas in die Atmosphäre im Fall der Leckage oder gar des Berstens des Innentanks. Der Außentank wird bevorzugt in Spannbeton erstellt.

Neben den Betriebsbedingungen sind der Auslegung dieser Behälter eine Reihe von Störfällen zugrunde zu legen /2/, so daß neben den statischen Belastungen zyklische Temperaturbeanspruchungen, dynamische Belastungen und thermische Schockbeanspruchungen berücksichtigt werden müssen. Gerade die letztgenannten Beanspruchungen rufen Spannungszustände mit örtlich sehr großen Zugspannungen hervor, die unter wirtschaftlichen und konstruktiven Gesichtspunkten auch bei einer Spannbetonbauweise nicht vollständig überdrückt werden können. Somit ist auch in den Spannbetonschalen eines LNG-Tanks mit örtlicher Ribbildung zu rechnen. Da sowohl für den Innentank wie für den Außentank eine jeweils definierte Gasdichtigkeit gefordert ist, müssen die auftretenden Ribbreiten begrenzt werden, um die Dichthaut, den innenliegenden Liner, nicht durch örtlich große Dehnungen zu beanspruchen.

Eine für die auftretenden Zugbeanspruchungen dimensionierte Oberflächenbewehrung ist in der Lage, auftretende Risse fein zu verteilen und die Ribbreiten zu begrenzen. Dabei kommt dem Verbund zwischen der Bewehrung und dem diese umgebenden Beton eine große Bedeutung zu. Während bei Raumtemperatur das Verbundverhalten weitgehend bekannt ist und darauf aufbauend Gesetzmäßigkeiten zur Ribbildung entwickelt werden konnten, ist der Kenntnisstand zum Verbundverhalten bei tiefen Temperaturen noch sehr gering.

1.2 Zielsetzung

Die Verbundwerkstoffe Spannbeton und Stahlbeton beruhen auf der Voraussetzung des zuverlässigen Verbundes zwischen Bewehrungsstahl bzw. Spannstahl und dem diesen umgebenden Beton bzw. Einpreßmörtel. Dies gilt sowohl für den Betriebszustand als auch für den Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Während zum Materialverhalten der Einzelkomponenten der Baustoffe Stahl- und Spannbeton für den Bereich tiefer Temperaturen schon umfangreiche Forschungsergebnisse vorliegen, befaßten sich bisher nur wenige Forschungsarbeiten mit dem Zusammenwirken von Beton und Bewehrungsstahl bei tiefen Temperaturen. Berücksichtigt man die große Anzahl der Parameter die neben der Temperatur das Verbundverhalten beeinflussen, so wird das Defizit an Versuchsergebnissen zum Verbund bei tiefen Temperaturen deutlich.

Die veränderten mechanischen Eigenschaften der Baustoffe im Bereich tiefer Temperaturen - besonders die Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit vom Feuchtigkeitsgehalt, der Porosität etc. - deuten darauf hin, daß bei diesen Temperaturen die bei Raumtemperatur geltende Proportionalität zwischen Verbund- und Betondruckfestigkeit nicht ohne weiteres vorausgesetzt werden darf. Weiter beanspruchen Eigenspannungen, die durch Unterschiede im thermischen Dehnverhalten der Baustoffe hervorgerufen werden, den Verbund, so daß auch die funktionale Beschreibung der Verbundspannungen über die Stabendverschiebung für den Tieftemperaturbereich überprüft wer-

den muß.

Ziel dieser Arbeit ist es, anhand von Versuchsergebnissen die Einflüsse tiefer Temperaturen auf das Verbundverhalten einbetonierter Betonrippenstähle aufzuzeigen. Neben der systematischen Änderung der Temperaturbeanspruchung mußten deshalb auch die anderen das Verbundverhalten wesentlich beeinflussenden Parameter berücksichtigt werden. Auf Grundlage der Versuchsergebnisse soll ein Verbundmodell entwickelt werden, mit dem der Einfluß tiefer Temperaturen auf den Verbund treffend beschrieben werden kann. Diese Arbeit entstand mit Hilfe von Forschungsmitteln des Landes Niedersachsen, der Stiftung Volkswagenwerk und des DAfStb.

2 Grundlagen zum Verbund zwischen Beton und Bewehrungsstahl

2.1 Mechanismus des Verbundes

Die kraftschlüssige und verschiebungsarme Kopplung zwischen Bewehrungsstab und dem diesen umgebenden Beton (bzw. zwischen Spannstahl und Einpreßmörtel) erfolgt durch Verbund. Er ermöglicht die Einleitung der Bewehrungszugkraft über Verbundspannungen in den Beton. Die Verbundwirkung umfaßt bekanntlich folgende Mechanismen:

- Haftverbund
- Scherverbund
- Reibungsverbund

Die Bereiche dieser Verbundmechanismen sind anhand einer typischen Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehung, wie sie in Ausziehversuchen gemessen wird, in Bild 2.1 angegeben.

Der Anteil des Haftverbundes am Verbundwiderstand ist bei gerippten Bewehrungsstählen von untergeordneter Bedeutung, der wesentliche Anteil wird vom Scherverbund geleistet. Der Reibungsverbund ist nur bei glatten Rundstäben von Interesse, bei gerippten Stäben bestimmt er nach Überwindung der Verbundfestigkeit die Resttragfähigkeit, sofern kein vorzeitiges Versagen durch Sprengen auftritt.

Der für gerippte bzw. profilierte Bewehrungsstäbe wirksamste Verbundmechanismus, der Scherverbund, wird durch die mechanische Verzahnung zwischen Bewehrungsstab und Beton erzielt. Dabei stützen sich die Rippen des Bewehrungsstabes auf die zwischen den Rippen eingeschlossene Betonkonsolen ab. Der sich in der Betonkonsole einstellende Spannungszustand, die durch hohe Teilflächenpressungen unter den Rippen hervorgerufenen Strukturveränderungen des Betons und die von den Rippen ausgehende innere Rißbildung bestimmen weitgehend das Tragvermögen des Verbundes.

Infolge der Ausstrahlung der über Verbund eingeleiteten Stahlzugkraft im Bereich der Betonkonsolen und infolge der Zwängung, hervorgerufen durch Kompression des Betons unter den Rippen, werden normal zur Druckstrebe Zugspannungen hervorgerufen. Diese erreichen schon bei niedrigen Beanspruchun-

gen die Betonzugfestigkeit und führen zu einer radial verlaufenden Mikrorißbildung im Beton, siehe Bild 2.2. Diese Rißbildung wurde in /43, 44/ experimentell nachgewiesen. Die Ausstrahlung der Verbundkraft bewirkt die schräg geneigte Druckstrebe σ_D ; diese besitzt die Komponenten σ_{rs} und τ_v . Die radiale Druckkomponente σ_{rs} erzeugt in der den Bewehrungsstahl umgebenden Betonschale in Umfangsrichtung wirkende Zugspannungen. Erreichen diese die Betonzugfestigkeit, so reißt die Betonschale von innen her in Längsrichtung auf. Mit weiterer Steigerung der Beanspruchung erreichen diese Längsrisse bei kleinen Betondeckungen die Betonoberfläche und bei weiterer Kraftsteigerung wird die umgebende Betonschale abgesprengt. Diese Verbundversagensart wird als Sprengbruch bezeichnet.

Eine große Betondeckung vermag, die fortschreitenden Längsrisse aufzufangen. Das Verbundversagen tritt jetzt durch das Abscheren der Betonkonsolen ein, wobei auch die örtliche Gefügezerstörung des Betons unter den Rippen und die Aufweitung der Betonschale infolge der inneren Rißbildung das Versagen beeinflussen. Diese Art des Verbundversagens wird als Gleitbruch bezeichnet.

Die elastischen und plastischen Verformungen der Betonkonsolen und die innere Rißbildung sowie die Dehnungen des Bewehrungsstabes äußern sich als Relativverschiebung zwischen Stab und Beton. Die infolge dieser Verschiebungen entlang der Achse eines Bewehrungsstabes auftretenden Spannungs- und Deh-

nungsverläufe lassen sich am Stabelement in differentieller Form anschreiben. Zur geschlossenen Formulierung müssen folgende Bedingungen vorausgesetzt werden:

- elastisches Verhalten von Beton und Stahl,
- Verbundspannungen entstehen aus Dehnungsdifferenzen zwischen Stahl und Beton,
- Ebenbleiben des Betonquerschnittes.

Durch Einführen der Verträglichkeits- und Gleichgewichtsbedingungen gelangt man zur bekannten Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds /3/:

$$\frac{d^2 v(x)}{dx^2} = \frac{4}{d_s} \frac{1 + n\mu}{E_s} \tau_v(x) \quad (1)$$

Die Lösung von Glg. (1) erfolgt üblicherweise durch Einführung eines finiten Verbundgesetzes,

$$\tau_v(x) = f(v(x)) \quad (2)$$

das die Kopplung der Verbundspannung mit der örtlichen Verschiebung beschreibt. Bei Wahl bestimmter analytischer Formen für dieses Verbundgesetz ist die geschlossene Lösung der DGL möglich, vgl. /4/. Die Lösung bei beliebiger Form von Glg. (2) mittels numerischer Integration wird in /40/ beschrieben.

2.2 Experimentelle Möglichkeiten zur Bestimmung des Verbundwiderstandes

Die experimentelle Bestimmung des Verbundwiderstandes erfolgt in der Regel an kleinen Versuchskörpern mit überschaubaren Spannungszuständen. Wegen der Vielzahl der Einflüsse auf das Verbundverhalten werden diese Untersuchungen nicht an realen Stahlbetonbauteilen durchgeführt. Untersuchungen an Stahlbetonbauteilen dienen meist dem Nachweis der Übertragbarkeit der an kleinen Probekörpern ermittelten Verbundgesetze.

Bei der Ausbildung der Versuchskörper werden die Beanspruchungen unterschiedlicher Tragwerksbereiche nachgebildet. Die Arbeiten /5, 6, 39/ geben einen Überblick, wie hierbei vorgegangen wird. Die gebräuchlichen Versuchskörper sind in Bild 2.3 dargestellt. Sie unterliegen folgenden Spannungszuständen:

- Spleiß- und Dehnkörper: Simulierung der Zug- bzw. Biegezugzone im Bereich konstanter Momente, Beanspruchung des Stahls und des Betons durch Zug.
- Konsolförmiger Ausziehkörper: Simulierung des Biegezugbereiches, Beanspruchung des Stahls durch Zug und des Betons durch Schub.
- Balkenendkörper: Simulierung der Verhältnisse bei der Verankerung der Bewehrung im Auflagerbereich, Beanspruchung des Stahls durch Zug und des Betons durch Schub- und Querdruck.

- Balkenbiegekörper und Ausziehkörper: Eine eindeutige Simulation eines Tragwerkbereiches ist nicht möglich, da räumliche Spannungszustände vorliegen.

Über die Vor- und Nachteile der verschiedenen Prüfverfahren wird in /7, 8/ berichtet.

Wegen der einfachen Versuchskörperform und -durchführung haben sich der Ausziehversuch (pull-out-test) und der Balkenversuch (beam-test) durchgesetzt. Mit diesen Versuchsarten ist die für Parameterstudien zum Verbundverhalten erforderliche Anzahl an Versuchskörpern am ehesten realisierbar. Form der Versuchskörper und die Versuchsdurchführung sind in /9, 10/ festgelegt.

Die Übertragung der an Ausziehkörpern gewonnenen Gesetzmäßigkeiten auf das Verbundverhalten von Bewehrungsstäben in realen Stahlbetonbauteilen ist jedoch nur begrenzt möglich, da im Ausziehkörper

- infolge dessen querdehnungsbehinderter Auflagerung und wegen der Gewölbewirkung der Auflagerkräfte ein Querdruck auf den Bewehrungsstab wirkt,
- nur die mittlere Verbundspannung bestimmt werden kann und weil
- die Verschiebung zwischen Beton und Bewehrungsstab i. allg. nur an den Enden der Verbundlänge gemessen werden kann.

Durch Einführung einer verbundfreien Vor- und Nachlänge sowie durch eine kurze Verbundlänge können die angeführten Nachteile zwar verringert aber nicht gänzlich ausgeschaltet werden. Trotz dieser unbestreitbaren Nachteile ist der Ausziehkörper für vergleichende Verbunduntersuchungen gut geeignet.

2.3 Kenntnisstand zum Verbundverhalten

2.3.1 Verbundverhalten bei normalen Temperaturen (RT)

Die Größe des Verbundwiderstandes wird von zahlreichen Einflüssen bestimmt, die zum einen von den Eigenschaften der Baustoffe und zum anderen von den geometrischen Verhältnissen herrühren. Die Einflüsse umfassen folgende Größen:

- Betongüte
- Zusammensetzung und Konsistenz des Betons
- Zuschlagart
- Betonfeuchte
- Oberflächenausbildung des Bewehrungsstabes (bezogene Rippenfläche)
- Betondeckung und Querbewehrung
- Verbundlage
- Beanspruchungsrichtung in Bezug zur Beto-nierrichtung.

Des weiteren sind die

- Beanspruchungsart und -dauer
- Beanspruchungsgeschwindigkeit
- Höhe der Stahlspannung bzw. Stahldehnung
- Temperatur

von Einfluß.

Mit der Wirkung dieser Parameter auf das Verbundverhalten einbetonierter Bewehrungsstäbe haben sich viele Arbeiten befaßt. Systematische Zusammenfassungen der bisherigen Forschung sind in /5, 6, 39/ enthalten, so daß hier ein kurzer Überblick über die wesentlichen Ergebnisse genügt. Folgende Gesetzmäßigkeiten können als abgesichert angesehen werden:

- Der Verbundwiderstand steht in unmittelbarem Zusammenhang mit der Betondruckfestigkeit. Neuere Arbeiten geben, besonders bei kleinen Betondeckungen, eine Proportionalität zwischen der Verbundspannung und der Betonzugfestigkeit an.
- Die Vergrößerung der bezogenen Rippenfläche hat eine lineare Zunahme des Verbundwiderstandes zur Folge.
- Der Verbundwiderstand hängt von der Lage des Bewehrungsstabes beim Betonieren ab. Er beträgt bei stehenden und gegen die Setzrichtung des Betons gezogenen Bewehrungsstäben (Verbundbereich I) etwa das Doppelte von dem obenliegender Bewehrungsstäbe (Verbundbereich II).

- Eine Verringerung der Betondeckung vergrößert die Sprengrißgefahr.
- Die Betonzusammensetzung, die Zuschlagart und der Durchmesser des Bewehrungsstabes wirken sich auf das Verbundverhalten nur wenig aus.

Während die Einflüsse aus den Baustoffeigenschaften und der Geometrie in einem einheitlichen Verbundmodell beschrieben werden können, ist dies zur Zeit für die Einflüsse aus den Belastungszuständen noch nicht möglich, zumal einige dieser Einflüsse noch nicht endgültig geklärt sind.

Daher wird hier bezüglich der letztgenannten Einflüsse auf die Literatur verwiesen, die den Stand der Forschung enthält. Der Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf das Verbundverhalten kann durch die Arbeiten /11, 12/ als i. w. geklärt angesehen werden. Zum Einfluß der Belastungsdauer und nicht ruhender Belastung werden mit /13/ neue Forschungsergebnisse vorgestellt, in /14/ wird der Einfluß der Höhe der Stahlspannung bzw. der Stahldehnung behandelt. In /15/ wird über den Einfluß hoher Temperaturen umfassend berichtet. Über den Einfluß niedriger Temperaturen liegen nur wenige Arbeiten vor; hierüber wird in Abschn. 2.3.2 berichtet.

2.3.2 Verbundverhalten bei tiefen Temperaturen (TT)

Durch tiefe Temperaturen werden die mechanischen Eigenschaften der Baustoffe nachhaltig verändert. Dies gilt besonders für die Betonfestigkeit in Abhängigkeit von Feuchte und Porosität des Betons /16/. Dies, sowie die bei Abkühlung auftretenden Unterschiede im thermischen Dehnverhalten von Stahl und Beton /17/, lassen erwarten, daß die bei RT gültigen Gesetzmäßigkeiten des Verbundverhaltens nicht ohne weiteres auf den TT-Bereich übertragen werden können. Die wenigen, vorliegenden Arbeiten zum Verbundverhalten bei tiefen Temperaturen /18 bis 31/ zeigen i. w. nur Tendenzen. Eine analytische Beschreibung ist aber mit ihnen wegen fehlender systematischer Untersuchungen nicht möglich.

Erste Untersuchungen zum TT-Verbund wurden in Japan durchgeführt. In /18, 19/ werden Ergebnisse von Ausziehversuchen mit unterschiedlichen Verbundlängen vorgestellt. Die Probekörper wurden 7 Tage unter Wasser gelagert, die Versuchsdurchführung erfolgte schon 9 Tage nach Herstellung der Proben. Bei - 160 °C ergibt sich unabhängig von der Verbundlänge eine etwa 2,5fache Steigerung des Verbundwiderstandes gegenüber RT. Goto stellt fest, daß die Zunahme des Verbundwiderstandes durch tiefe Temperaturen mit jener der Betondruckfestigkeit vergleichbar ist.

Der Einfluß der Betonfeuchte wird in /20/ untersucht. In Ausziehversuchen mit glatten und gerippten Stäben werden die Lagerungsart (unter Wasser und 20/65) sowie der W/Z-Faktor als Parameter eingeführt. Der Einfluß tiefer Temperaturen wird nur bis $-70\text{ }^{\circ}\text{C}$ untersucht, vgl. Bild 2.4. Für gerippte Stähle wird für $-196\text{ }^{\circ}\text{C}$ eine ähnliche Verbundverfestigung wie für $-70\text{ }^{\circ}\text{C}$ angegeben, wobei sich die Angaben der Verbundspannungen immer auf eine Stabendverschiebung von $v = 0,1\text{ mm}$ beziehen. Angaben zur Verbundfestigkeit und zum Verbundversagen fehlen.

Über Untersuchungen an Übergreifungsstößen im Temperaturbereich $+70\text{ }^{\circ}\text{C}$ bis $-150\text{ }^{\circ}\text{C}$ wird in /21, 22/ berichtet. Neben der Lagerungsart (unter Wasser, 20/50) wird der Einfluß der Querbewehrung untersucht. Auch hier werden wie in /18/ die Untersuchungen an sehr jungem Beton durchgeführt. Die Versuchsergebnisse weisen im Mittel eine Verdoppelung der Verbundfestigkeit bei $-150\text{ }^{\circ}\text{C}$ gegenüber RT aus.

Erste analytische Ansätze zur Beschreibung des Verbundverhaltens bei tiefen Temperaturen auf Basis von Ausziehversuchen werden in /23, 24/ vorgestellt. Bei den Ausziehversuchen wurden die Betonfeuchte und die bezogene Rippenfläche des Bewehrungsstahles variiert. Eine systematische Untersuchung des Einflusses der Prüftemperatur im Bereich $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$ bis $-170\text{ }^{\circ}\text{C}$ erfolgte nicht. Da die TT-Versuche keine Aussagen zum Verbundversagen lieferten, sondern schon bei kleinen Verschiebungen $v \approx 0,1\text{ mm}$ abgebrochen werden

mußten, konnte hier nur die anfängliche Versteifung infolge TT angegeben werden, s. Bild 2.5. Der in den Rechengesetzen angenommene Bezug auf die Betondruckfestigkeit bei RT ist unbefriedigend.

Den Einfluß von Luftporenbildern bei Leicht- und Konstruktionsbeton auf die TT-Verbundeigenschaften behandelt /25/. Leider sind die Angaben zum Beton, zu den mechanischen Eigenschaften der Baustoffe bei TT und zu den Ausziehversuchen unvollständig.

Über geplante "beam-test" bei tiefen Temperaturen wird in /26/ berichtet. Angaben erfolgen lediglich zum Versuchsaufbau und zur Versuchsdurchführung, Versuchsergebnisse wurden nicht vorgestellt. Weitere Versuchsergebnisse sind in /27 - 30/ enthalten. Über sie wird in Abschn. 4 berichtet werden.

Diese kurze Darstellung zeigt, daß der Kenntnisstand zum Verbundverhalten bei tiefen Temperaturen noch sehr begrenzt ist. Dies weist auch die Zusammenfassung in /31/ aus.

3 Planung und Durchführung von Ausziehversuchen bei tiefen Temperaturen

3.1 Versuchsprogramm

In Ausziehversuchen - "pull-out-tests" -

sollte der Einfluß tiefer Temperaturen auf das Verbundverhalten studiert werden. Die Versuche lassen sich thematisch wie folgt unterteilen:

- Einfluß der Betonfeuchte
- Einfluß der bezogenen Rippenfläche
- Einfluß der Betondeckung

Das Verbundverhalten wurde bei Raumtemperatur und bei unterschiedlichen, gleichmäßig über den Temperaturbereich + 20 °C bis - 170 °C verteilten Tieftemperaturen untersucht. Die Versuchskörper wurden mit konstanter Abkühlgeschwindigkeit eigenspannungsfrei auf die Prüftemperatur abgekühlt und anschließend im Ausziehversuch geprüft. Dabei wurden die Verbundspannung-Schlupf-Beziehungen bestimmt. Bei den Versuchskörpern mit exzentrischer Lage des Bewehrungsstabes wurden zudem die Betonquerdehnung in der Betonoberfläche aufgezeichnet. In gesonderten Versuchsreihen wurde auch der Einfluß einer vorgängigen, zyklischen Temperaturbeanspruchung auf das Verbundverhalten untersucht.

Aus der Vielzahl von Parametern, die das Verbundverhalten beeinflussen, konnte nur eine Auswahl der wesentlichen Einflußgrößen vorgenommen werden, dies sind im Einzelnen:

- Versuchstemperatur, in der Regel:
 - + 20, - 40, - 60, - 80, - 100, - 135,
 - 170 °C
- Stichpunkte:

- 110, - 120, - 140, - 160 °C
- Betongüte:
B 25, B 45, B 55
- Lagerungsart:
bei 20 °C und 65 % rel. Feuchte; versiegelt in Folie; unter Wasser
- bezogene Rippenfläche:
 $f_R = 0,058; 0,067; 0,087$ und glatte Stäbe
- Betondeckung:
 $c = 2 d_s$ und $5 d_s$
- Lage des Bewehrungsstabes im Probekörper:
mittig, Randlage, Ecklage
- Querbewehrung:
 $A_{sq} = 0,15 A_{s1}$ und $0,40 A_{s1}$
- zyklische Temperaturänderung:
 $\Delta \vartheta \approx - 110$ °C
 $\vartheta_0 = + 20$ °C, $\vartheta_u = - 90$ °C
mit und ohne Vorlast
- Zahl der Zyklen:
 $z = 1, 3, 5, 10, 15$

Eine Übersicht über die Untersuchungen ist in Tabelle 3.1 enthalten. Jeder Versuchsreihe sind 21 Versuchskörper zuzuordnen. Die Versuche mit Beton B 55 sind in dieser Tabelle nicht enthalten, da mit diesem Beton keine systematischen Untersuchungen im Bereich tiefer Temperaturen durchgeführt wurden. Versuchsergebnisse liegen nur für RT und - 170 °C vor und dienen i. w. der Absicherung der gewonnenen Gesetzmäßigkeiten.

Eine gesonderte Versuchsreihe, bei der die Stahldehnung innerhalb der Verbundlänge über je 4 beidseitig in einer Nut angeordnete DMS gemessen wurde, sollte Aufschlüsse über die bei tiefen Temperaturen auftretenden Diskon-

tinuitäten in den Verbundspannung-Verschiebungskurven liefern. In dieser Versuchsreihe wurde die Prüftemperatur ($\vartheta = + 20\text{ }^{\circ}\text{C}$, $- 135\text{ }^{\circ}\text{C}$, $- 170\text{ }^{\circ}\text{C}$) und die Lage des Bewehrungsstabes im Versuchskörper (mittig, Randlage, Ecklage) variiert.

Auf der Grundlage dieser Versuche werden später Verbund-Grundgesetze (Verbundspannung-Verschiebungsbeziehungen) für den Bereich $+ 20\text{ }^{\circ}\text{C} \leq \vartheta \leq - 170\text{ }^{\circ}\text{C}$ und Vorhersagen über das Verbundversagen hergeleitet.

3.2 Baustoffe und deren mechanische Eigenschaften

3.2.1 Beton

Bei den Verbunduntersuchungen wurden drei unterschiedliche Betongüten verwendet. Die Betone wurden mit Zement PZ 35 F bzw. PZ 45 F hergestellt, der Größtkorndurchmesser wurde auf 16 mm begrenzt. Die Siebli-nien lagen im günstigen bzw. brauchbaren Bereich. Weitere Einzelheiten zur Betonzusammensetzung sowie die mittleren Würfel-druckfestigkeiten der Betone bei RT sind Tabelle 3.2 zu entnehmen. Die Ergebnisse der Normprüfungen bei RT für Druckfestigkeit und E-Modul sowie das Prüfalter einer jeden Serie enthält Tabelle 3.3.

Die Betoneigenschaften bei tiefen Temperaturen wurden in Begleitversuchen an Zylindern mit $\varnothing 8\text{ cm}$, $h = 16\text{ cm}$ bestimmt. Die Lagerungsart dieser Begleitzkörper entsprach je-

ner der Ausziehkörper. Eine vollständige Zusammenstellung der Versuchsergebnisse, die Beschreibung der Versuchseinrichtung und Versuchsdurchführung sowie ein Vorschlag zur analytischen Beschreibung der mechanischen Kenngrößen für den Bereich tiefer Temperaturen erfolgte bereits in /32, 33, 34/.

Bei den hier dargestellten Versuchen zum Verbundverhalten bei tiefer Temperatur bzw. nach zyklischer Tieftemperaturbeanspruchung sind zur Bewertung der Ergebnisse i. w. die Betondruckfestigkeit und die Betonzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Tieftemperatur von Interesse. In /32, 33/ erfolgt eine analytische Beschreibung der Zylinderdruckfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit für den Tieftemperaturbereich $\vartheta \geq -170^\circ\text{C}$ in Abhängigkeit von der Betonfeuchte, also unter Einschluß der Einflüsse aus W/Z-Faktor und Lagerungsart:

$$\beta_{C\vartheta} = \beta_{Co} + 12 u_m \left[1 - \left(\frac{\vartheta + 170}{190} \right)^2 \right] \quad (3)$$

$$\beta_{SZ\vartheta} = 0,43 \beta_{C\vartheta}^{2/3} \quad (4)$$

Hierin ist u_m die mittlere Betonfeuchte (in M.-%), die mit /32, 60/ abgeschätzt werden kann.

Der Faktor $c = 0,43$ in Glg. (4) gilt für mittlere Versuchsergebnisse. Für die untere Grenze der Spaltzugfestigkeit ergibt sich ein Faktor von 0,30 und für die obere Grenze von 0,56.

Für eine Betongüte und eine Lagerungsart sind die Versuchsergebnisse der Begleitversuche für die Zylinderdruckfestigkeit und die Spaltzugfestigkeit sowie die Berechnungsergebnisse der Glgn. (3) und (4) beispielhaft in den Bildern 3.1 und 3.2 in Abhängigkeit von der Tieftemperatur gegenübergestellt. Die mittlere Feuchte des Betons B 25 betrug bei versiegelter Lagerung im Mittel 6,0 %.

Gegenüber der Veränderung der mechanischen Kennwerte bei tiefen Temperaturen ist die nach zyklischer Temperaturbeanspruchung und anschließender Prüfung bei + 20 °C für Betone mit geringer bis mittlerer Feuchte gering. Bild 3.3 enthält Versuchsergebnisse für die Druckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit von Beton bei versiegelter Lagerung in Abhängigkeit von der Anzahl der Temperaturzyklen. Die Verringerung der Festigkeiten verbleibt auch nach 15 Temperaturzyklen unter 10 %.

3.2.2 Bewehrungsstahl

Bei den Verbunduntersuchungen wurden im wesentlichen normale Bewehrungsstähle der Güte BSt 420/500 mit einem Stabdurchmesser $d_s = 16$ mm und mit unterschiedlichen bezogenen Rippenflächen $f_R = 0,058$; $0,067$ und $0,087$ verwendet. Um weitere Einflüsse aus der geometrischen Ausbildung des Bewehrungsstabes auf das Verbundverhalten zu studieren, wurden in eine Versuchsreihe Bewehrungsstäbe $\varnothing 16$ mm, glatt, der Güte BSt 220/340 und in einer anderen Reihe Be-

wehrungsstäbe mit $d_s = 8 \text{ mm}$ der Güte BSt 420/500 RUS eingebaut. Bei hochfesten Betonen konnten normale Bewehrungsstähle nicht verwendet werden, da hier vor dem Verbundversagen die Zugfestigkeit des Bewehrungsstahles erreicht wird. In diesem Fall und bei der Versuchsreihe, bei der die Stahldehnungen in der Verbundzone ermittelt wurden, kamen Betonstähle der Güte BSt 1100 zur Anwendung. Die mechanischen und geometrischen Eigenschaften der verwendeten Betonstähle zeigt Tabelle 3.4.

Über die Veränderung der Materialeigenschaften infolge TT von normalen Kohlenstoffstählen (Bewehrungsstähle) und von legierten Betonrippenstählen (tieftemperaturzähe Stähle) aber auch von Spannstählen wird in /35/ berichtet. Für Ausziehversuche sind die mechanischen Kennwerte der Stähle von untergeordneter Bedeutung. Von Interesse sind nur die Stahlfestigkeiten in Abhängigkeit von der Temperatur, um die Verbundlänge so festzulegen, damit die Verbundfestigkeit nicht die Streckgrenze des Stahles übertrifft.

Die Beeinflussung der Materialkennwerte hier verwendeter Betonstähle durch tiefe Temperaturen ist in /33/ ausführlich dargestellt. Eine analytische Beschreibung der Streckgrenze von Bewehrungsstählen in Abhängigkeit der Tieftemperatur ist demnach wie folgt möglich:

$$\beta_{s\vartheta} = \beta_{so} + \Delta\beta_s \left(1 - \sqrt{\frac{\vartheta + 170}{190}}\right) \quad (5)$$

Der absolute tieftemperaturabhängige Zuwachs soll nach /32/ mit nicht mehr als $\Delta\beta_s = 300$ bis 500 N/mm^2 berücksichtigt werden. Für die vorliegenden Versuchsergebnisse ergab sich mit $\Delta\beta_s = 300 \text{ N/mm}^2$ eine gute Übereinstimmung mit den Berechnungsergebnissen.

3.3 Versuchskörper der TT-Ausziehversuche

3.3.1 Geometrische Ausbildung

Über Kriterien und mögliche Formen zur Ausbildung von Versuchskörpern für Verbunduntersuchungen wurde bereits in Abschn. 2.2 berichtet.

Obwohl der Ausziehkörper den Beanspruchungszustand in der von Rissen durchsetzten Zugzone eines Stahlbetonbauteils nur unzureichend abbildet, wurde er für die TT-Verbunduntersuchungen gewählt. Dies hat folgende Gründe:

- Für vergleichende Untersuchungen ist der Ausziehversuch gut geeignet. Somit kann mit diesem Versuch die Veränderung der Verbundeigenschaften bei tiefen Temperaturen gegenüber RT explizit angegeben werden.
- Aufgrund seines einfachen Aufbaus und der unkomplizierten Meßtechnik eignet sich der Ausziehversuch für Parameteruntersuchun-

gen, so daß erst mit ihm die in Abschn. 3.1 angegebene große Anzahl von Versuchen möglich wird.

- Durch das begrenzte Betonvolumen eines Ausziehkörpers werden gegenüber anderen Verbund-Versuchskörpern bei TT-Versuchen die Kühlkosten begrenzt, so daß der Probekörper ohne großen Aufwand eigenspannungsfrei abgekühlt werden kann.

Als Versuchskörper wurden zylindrische und kubische Betonkörper gewählt, wobei der zylindrische bei den zentrischen Ausziehversuchen angewendet wurde und der kubische im wesentlichen bei den exzentrischen. Die Ausbildung der Versuchskörper entspricht den Empfehlungen von RILEM/CEB/FIP, vgl. /9/. Danach beträgt der Durchmesser der Körper etwa das Zehnfache des Durchmessers des Bewehrungsstabes d_s und die verbundfreie Vorlänge $5 d_s$. Die Verbundlänge sollte lt. o. g. Empfehlungen /9/ ebenfalls $5 d_s$ betragen. Wie Vorversuche aber zeigten, war bei den Tieftemperaturversuchen eine Verringerung der Verbundlänge erforderlich, vergleiche Abschnitt 3.5.2. Diese wurde bei allen weiteren Probekörpern einheitlich mit $3 d_s$ eingestellt. Zur Erzielung einer einheitlichen Temperaturverteilung innerhalb der Verbundzone war außerdem am oberen lastfreien Stabende eine verbundfreie Länge von $\sim 4 d_s$ erforderlich. Die Abmessungen der Versuchskörper sind in Tabelle 3.5 zusammengestellt.

Die Verbundlage der Bewehrungsstäbe entspricht dem Verbundbereich I gemäß DIN 1045 Abs. 18.4. Die Zugrichtung im Ausziehversuch entspricht der Betonierichtung.

Entsprechend des vorgegebenen Versuchsprogrammes ergaben sich prinzipiell 3 unterschiedliche Stablagen des Bewehrungsstabes im Versuchskörper:

- mittige Lage des Bewehrungsstabes im Probekörper (Zylinder oder Würfel), Betondeckung ca. $5 d_s$
- Randlage des Bewehrungsstabes im Würfel, Betondeckung zum Rand $2 d_s$, zur Seite $\approx 5 d_s$
- Ecklage des Bewehrungsstabes im Würfel, Betondeckung zu beiden Rändern $2 d_s$.

Bei Ecklage des Bewehrungsstabes wurde der Einfluß einer Querbewehrung auf die Längsrißbildung und das Sprengbruchverhalten studiert. Die Querbewehrung bestand aus Bügeln BSt 420/500 $\varnothing 6$ mm bzw. $\varnothing 10$ mm.

Die Ausbildung der Versuchskörper ist Bild 3.4 zu entnehmen.

3.3.2 Herstellung der Ausziehkörper

Die Ausziehkörper im Würfelformat 20/20/20 cm bzw. zylindrische Ausziehkörper $\varnothing 17,2$ cm, $h = 19,2$ cm wurden in einer speziell für diese Versuche entwickelten Schalung hergestellt. Bei den zylindrischen

Proben dienten in Längsrichtung aufgeschnittene Kunststoffrohre als Schalung, die an Kopf und Fuß durch Stahlringe zusammengehalten wurden. Bei den kubischen Proben wurden die Kunststoffschalen durch eine plane, seitliche Stahlschalung mit aufgesetzter, kunststoffbeschichteter Schaltafel ersetzt, die in horizontaler Richtung frei verschiebbar war, so daß die Einstellung beliebiger Betondeckungen möglich wurde. Eine Zentriervorrichtung mit frei verschiebbaren Hülssen ermöglichte eine unverschiebliche zentrische Halterung des Bewehrungsstabes und die genaue Einstellung beliebiger Verbundlängen.

Je Betonage wurden 21 Probekörper hergestellt, dies entspricht einer Versuchsreihe nach Tabelle 3.1. Die Verdichtung erfolgte mit Innenrüttlern, wobei ein Berühren des Stahlstabes mit der Rüttelflasche vermieden wurde.

3.3.3 Lagerung der Versuchskörper bis zur Versuchsdurchführung

Nach dem Betonieren verblieben die Versuchskörper 7 Tage bei feuchter Nachbehandlung in der Schalung. Anschließend wurden sie bis zur Versuchsdurchführung im Alter von in der Regel mehr als 150 Tagen bei folgenden Bedingungen gelagert:

- 20 °C und 65 % rel. Feuchte (20/65)

- versiegelt in Folie (Alufolie als Dampfsperre, selbstklebende PVC-Folie als Schutzfilm)
- unter Wasser

Durch die Lagerungsbedingungen können die wesentlichen Grenzfeuchten von Stahl- bzw. Spannbetonbauteilen für LNG-Behälter realisiert werden. Die Lagerung im Normklima 20/65 entspricht Feuchteverhältnissen wie sie an freien Oberflächen von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen auftreten. Durch die versiegelte Lagerung, bei der der ursprüngliche Wassergehalt der Proben während der Lagerungszeit unverändert bleibt, wird ein Zustand erreicht, wie er in massigen Bauteilen vorliegt. Für unterirdische Bauweisen von LNG-Behältern kann mit Lagerung der Proben unter Wasser ein ähnlicher Feuchtezustand wie jener der äußeren Konstruktionsteile erreicht werden.

Da die Lagerung bei 20/65 und unter Wasser nur für die Außenbereiche eines LNG-Behälters zutreffende Feuchten des Betons liefern kann und da LNG-Behälter zumeist massive Stahl- bzw. Spannbetonkonstruktionen darstellen, wird für diese Bauteile durch versiegelte Lagerung die zutreffendste Feuchte des Konstruktionsbetons erreicht. Somit ist es gerechtfertigt, den Einfluß tiefer Temperaturen auf das Verbundverhalten im wesentlichen an versiegelten Versuchskörpern zu studieren.

3.4 Versuchseinrichtung

3.4.1 Prüfstand mit Kühleinrichtung

Für die Ausziehversuche bei tiefen Temperaturen war es erforderlich, einen gesonderten Versuchsstand zu konzipieren. Dieser sollte zum einen das geregelte Abkühlen und zum anderen die weggeregelte Beanspruchung im Versuch erlauben.

Der Versuchsstand ist in Bild 3.5 dargestellt. Er umfaßt folgende Bauteile: Prüfrahmen, Hohlkolbenzylinder, Kraftmeßdose mit Kugelkalotte und Kältekammer. In der Kältekammer können beliebige Prüftemperaturen zwischen + 20 °C und ca. - 190 °C erzeugt werden. Abkühl- und Erwärmungsgeschwindigkeiten sind frei wählbar. Als Kühlmedium wird Flüssigstickstoff verwendet, der mit Hilfe eines Propellers im Kühlraum zerstäubt wird. In Vorversuchen wurde die Abkühlgeschwindigkeit und die Temperaturhaltezeit bestimmt, um somit ein eigenspannungsfreies Abkühlen und ein homogenes Temperaturfeld im Versuchskörper zu gewährleisten, vergleiche Abschn. 3.5.1.

Die Zugbelastung des Stabes erfolgte über den 200 kN-Hohlkolbenzylinder, dessen hydraulische Regelung sowohl eine Kraft- als auch eine Kolbenwegsteuerung erlaubte.

Um eine ungewollte Biegung des Bewehrungsstabes zu vermeiden, wie sie bei der ganzflächigen Auflagerung eines Versuchskörpers mit exzentrischer Stablage auftreten kann,

wurden zur Auflagerung quadratische Lochplatten mit folgenden Abmessungen verwendet: $2,5 d_s \times 2,5 d_s \times 16 \text{ mm}$, $d_i = 20 \text{ mm}$. Damit konnte bei beliebiger Lage des Bewehrungsstabes eine zur Stabachse zentrische Auflagerfläche der Versuchskörper garantiert werden. Zwischen Probekörper und Auflagerplatte wurde zum Ausgleich kleiner Unebenheiten eine dünne, 1 mm starke Pappe angeordnet.

3.4.2 Meßverfahren und Messungen

Während eines Ausziehversuchs wurden

- die Zugkraft
- der Kolbenweg des Hohlkolbenzylinders
- die Stabendverschiebung am unbelasteten Stabende
- die äußeren Betondehnungen bei Versuchen mit exzentrischer Stablage
- die Temperatur der Kältekammer

kontinuierlich über die Zeit mit einem BBC-Mehrkanallinienschreiber registriert. Außerdem wurden die Verschiebungen und Dehnungen gegenüber der Kraft auf einem Phillips-XY-Schreiber aufgezeichnet. Die Verstärkung der einzelnen Meßsignale erfolgte mit einem Hottinger Meßverstärker KWS 3082 A.

Zur Kraftmessung wurde eine Ringkraftmeßdose (Hottinger C6/100t/ZL) verwendet, zur Messung des Kolbenweges bzw. der Stabendverschiebung induktive Wegaufnehmer (Hottinger W100 bzw. W5TK der Genauigkeitsklasse 0,2),

zur Messung der Betondehnung tieftemperaturgeeignete CuNi-DMS (Kyowa KFL-30-350-C1-11) und zur Messung der Kammer- und Probekörpertemperatur Eisen-Konstantan-Thermoelemente. Die Regelung der Kammertemperatur erfolgte über einen zentral in der Kältekammer angeordneten Temperaturfühler PT 100.

Handelsübliche Wegaufnehmer können zwar lt. Herstellerangaben bis $-200\text{ }^{\circ}\text{C}$ eingesetzt werden, eigene Versuche haben aber gezeigt, daß bei wiederholtem Tieftemperatureinsatz ein erhöhtes Risiko in bezug auf ein Versagen der Wegaufnehmer eintreten kann (Defekt der keramischen Isolierung). Aus diesem Grund wurde der Wegaufnehmer zur Messung der Stabendverschiebung außerhalb der Kältekammer angeordnet, vgl. Bild 3.5. Die durch diese Anordnung des Wegaufnehmers erforderlichen Taststifte sollten aus einem Material mit einem möglichst geringen Temperatureausdehnungskoeffizienten bestehen, da sich im Bereich von Durchdringungen der Kältekammer sehr inhomogene Temperaturfelder einstellen können. Als Materialien für diese Taststifte bieten sich Quarzglas oder Invar-Stahl an, deren thermische Dehnungen für den Tieftemperaturbereich in Bild 3.6 dargestellt sind.

Zur Messung der Stabendverschiebung bei TT-Ausziehversuchen wurde ein Quarzglasdilatometer entwickelt. Auf der lastabgewandten Seite tastet ein Quarzrohr die Oberfläche des Betons an und ein in diesem Rohr geführter Quarzstab das Ende des Bewehrungsstabes. Bedingt durch die Durchmesseraufweitung des Quarzrohres im Aufstandsbereich zur Erzie-

lung einer ausreichenden Standsicherheit des Dilatometers ergab sich zwischen den Tastpunkten am Beton und Stahl ein Abstand von rd. 1,5 bis 2,5 ds (abhängig von der Lage des Bewehrungsstabes). Quarzstab und -rohr werden aus der Kältekammer herausgeführt, so daß außerhalb der Kammer durch Differenzmessung zwischen Quarzrohr und -stab die Relativverschiebung (Schlupf) gemessen werden kann. Filzscheiben als Führung des Quarzstabes im Quarzrohr kombiniert mit Zwangsentlüftungen des Quarzrohres verhindern trotz der niedrigen Temperaturen und der damit verbundenen Kondensatbildung ein Vereisen des Meßsystems.

Da das schlagartige Versagen der Versuchskörper (z. B. Sprengbruch) zur Zerstörung des Quarzglasmeßsystems führt, wurde bei Versuchen mit geringer Betondeckung, bei denen Verbundversagen durch Sprengbruch eintreten kann, das Quarzglasdilatometer durch ein baugleiches aus Invar-Stahl ersetzt.

Durch die Anordnung des Meßsystems außerhalb der Kältekammer und durch die Verwendung von Quarzglas bzw. Invar-Stahl konnten Meßfehler, hervorgerufen durch kleine steuerungstechnische bedingte Änderungen der Prüftemperatur in der Kammer ausgeschlossen werden. Eichversuche zeigten, daß bei TT die Verschiebungsmessung bei Verwendung von Quarzglas maximale Fehler in der Größe von $0,025 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$ und bei Verwendung von Invar-Stahl von $0,1 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$ auftreten können.

Bei Ausziehversuchen mit exzentrischer Stablage wurden die Betondehnungen an den Außenflächen der Versuchskörper normal zur Zugrichtung mit tieftemperaturgeeigneten Dehnmeßstreifen gemessen. Diese waren unmittelbar über dem Bewehrungsstab in Höhe des Beginns der Verbundlänge aufgeklebt, so daß die Betonzugdehnung - bei Beachtung der Lastausstrahlung - erfaßt werden kann.

3.4.3 Steuerung der Belastung

Empfehlungen zur Durchführung von Ausziehversuchen, vgl. /3, 9, 36/, gehen in der Regel davon aus, daß der Ausziehversuch kraftgeregelt erfolgt. Die dort vorgeschlagenen Belastungsgeschwindigkeiten werden durch den Bezug auf die Verbundlänge als zeitbezogene Zunahmen der Verbundspannungen angegeben. Bei Verbundlängen von $l_v = 3 d_s$ sollten Verbundspannungssteigerungsraten von $d\tau_v/dt = 0,035 \div 0,053 \text{ N/(mm}^2\text{s)}$ eingehalten werden, bei $l_v = 5 d_s$ Steigerungsraten von $d\tau_v/dt = 0,021 \div 0,032 \text{ N/(mm}^2\text{s)}$.

Im Tieftemperaturbereich ist, wie später noch gezeigt wird, gerade der Verbundwiderstand im Bereich der Höchstlast, wegen der dort auftretenden Sprünge in den τ_v -v-Beziehungen, von Interesse. Um ein durch die Versuchssteuerung bedingtes schlagartiges Verbundversagen auszuschließen, kam daher eine Kraftregelung der Ausziehversuche nicht in Frage. Die Möglichkeit der Wegregelung der Versuche über die aufgenommene Stabendverschiebung mußte wegen der Unstetigkeiten infolge des Haftverbundes und der Verschie-

bungssprünge bei TT fallengelassen werden. Als Kompromiß wurde daher der Kolbenweg des Hohlkolbenzylinders als Steuergröße für die Belastung der Ausziehkörper gewählt.

Die Abzugsgeschwindigkeit des Kolbens wurde in den Versuchen einheitlich mit 1 mm/min eingestellt. Den Zeitschrieb von 2 Ausziehversuchen (Prüftemperatur + 20 °C und - 135 °C) mit der zeitabhängigen Änderung des Kolbenweges, der Kraft und der Stabendverschiebung zeigt beispielhaft Bild 3.7. Bei der nach dem Kolbenweg geregelten Versuchssteuerung ergibt sich nach einer kurzen Einschwingphase eine nahezu gleichmäßige Kraftzunahme und damit auch eine gleichmäßige Verbundspannungszunahme. Erst im Bereich der Höchstlast fällt, bleiben tieftemperaturbedingte Verschiebungssprünge unberücksichtigt, die Belastungsgeschwindigkeit ab. Dagegen nimmt jetzt die Endverschiebung gleichmäßig zu.

Aus der vorgegebenen Kolbengeschwindigkeit von $v_K = 1 \text{ mm/min}$ ergeben sich in Ausziehversuchen bei Verbundlängen $l_v = 3 d_s$ Verbundspannung-Verschiebungsraten von ca. 0,05 bis 0,10 N/(mm²sec).

3.5 Vorversuche

3.5.1 Festlegung der Abkühl- bzw. Erwärmungsgeschwindigkeit

Die Abkühlung eines LNG-Innentanks erfolgt

mit einer mittleren Abkühlrate von ca. $0,7\text{ }^{\circ}\text{C/h}$. Mit dieser Abkühlgeschwindigkeit ist es möglich, die Temperaturgradienten eines Betonbehälters unterhalb $\Delta\vartheta \leq 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ zu halten /37/, wodurch mögliche Eigenspannungen nur geringe Größenordnungen erreichen.

Um bei den Ausziehversuchen mögliche Schädigungen der Versuchskörper infolge Eigenspannungen auszuschließen, war es erforderlich, die Abkühl- und die Erwärmungsgeschwindigkeit so einzustellen, daß der Temperaturgradient auch bei instationären Kammertemperaturen ein zulässiges Maß nicht überschreitet. Da andererseits sehr niedrige Abkühlgeschwindigkeiten erhebliche Kühlmittelkosten hervorrufen, war es erforderlich, eine praktische Lösung zu finden.

Zur Festlegung der Abkühl- und Erwärmungsgeschwindigkeit wurden in Versuchen an zylindrischen und kubischen Versuchskörpern das instationäre Temperaturfeld bei Abkühlung mit unterschiedlichen Abkühlgeschwindigkeiten aufgezeichnet.

Für die bei den TT-Ausziehversuchen angewandte Abkühlgeschwindigkeit von $-0,5\text{ }^{\circ}\text{C/min}$ sind die Temperaturfelder während der Abkühlung bei einer Kammertemperatur von $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$ in Bild 3.8 dargestellt. Bei den zylindrischen Versuchskörpern ergibt sich ein maximaler Temperaturgradient von

$\Delta\vartheta = 11\text{ }^{\circ}\text{C}$ (Temperaturdifferenz zwischen Probenoberfläche und -zentrum), für die kubischen Versuchskörper in der Diagonale von $\Delta\vartheta = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ und im Querschnitt von $\Delta\vartheta = 10\text{ }^{\circ}\text{C}$. Die aus diesen Temperaturdifferenzen resultierenden Eigenspannungen ergeben bei Abkühlung im Bereich der Verbundzone (Zentrum) maximale Druckspannungen von ca. $3,0\text{ N/mm}^2$ und im Außenbereich des Probekörpers maximale Zugspannungen von ca. $0,7\text{ N/mm}^2$. Bei Erwärmung der abgekühlten Probe (zyklische Temperaturbeanspruchung) ändern die Eigenspannungen das Vorzeichen. Demnach ergibt sich bei Erwärmung im Verbundzonenbereich Zug und im Außenbereich Druck. Die Größe dieser Eigenspannungen ist gering, so daß diese nur einen untergeordneten Einfluß auf die Tieftemperatur-Versuchsergebnisse ausüben können.

Die Versuchskörper wurden im Versuchsstand mit $0,5\text{ }^{\circ}\text{C/min}$ abgekühlt. Bei Erreichen der vorgesehenen Prüftemperatur wurde diese Temperatur solange konstant gehalten, bis eine Homogenisierung der Versuchskörpertemperatur erreicht war. Diese Haltezeit betrug z. B. bei $\vartheta = 170\text{ }^{\circ}\text{C}$ $1,5\text{ h}$.

3.5.2 Festlegung einer einheitlichen Verbundlänge

Bei der Auswertung von Ausziehversuchen wird davon ausgegangen, daß es berechtigt ist, von einer annähernd gleichmäßigen Verteilung der Verbundspannungen entlang der Verbundlänge auszugehen /3, 9/. Diese Voraussetzung ist nach /3/ bei RT und bei Verbundlän-

gen $l_v < 7 d_s$ gegeben. An zentrischen Ausziehkörpern mit mittigem Bewehrungsstab BSt 420/500 RUS, $\varnothing 8$ mm und Verankerungslängen $l_v = 3 d_s$ bis $5 d_s$ konnte aber bei einer Prüftemperatur von -60°C festgestellt werden, daß die Verbundlänge noch einen Einfluß auf die mittleren Versuchsergebnisse ausübt, siehe Bild 3.9. Es ist zu erkennen, daß die mittlere Verbundfestigkeit bei Verbundlängen von $4 d_s$ und $5 d_s$ um ca. 10 % bzw. 25 % gegenüber der bei einer Verbundlänge von $3 d_s$ abfällt.

Erste Ausziehversuche bei TT, unter Verwendung eines üblichen Konstruktionsbetons, Betonfestigkeitsklasse B 45, ergaben, daß selbst bei kleinen Verbundlängen von $l_v = 3 d_s$ ein Verbundversagen bei Temperaturen unter -100°C nicht erreicht werden konnte, vgl. Abschn. 4.1. Der Bewehrungsstab gelangte ins Fließen bzw. er zerriß. Durch tiefe Temperaturen wird der Verbundwiderstand der hier verwendeten Ausziehkörper so gesteigert, daß er bei diesen geometrischen Verhältnissen die Festigkeit üblicher Bewehrungsstähle übertrifft. Somit konnten Untersuchungen zum Verbundversagen im Tieftemperaturbereich nur bei weiterer Verringerung der Verbundlänge, durch Verringerung der Betonfestigkeit, durch Vergrößerung der Stahlfestigkeit, o. a. durchgeführt werden.

4 Ergebnisse der Ausziehversuche bei tiefen Temperaturen

4.1 Allgemeines

Durch die vorgesehenen Versuchsreihen wurden wesentliche das Verbundverhalten beeinflussende Parameter berücksichtigt. Mit der Veränderung der Prüftemperatur innerhalb einer Versuchsreihe kann der Einfluß tiefer Temperaturen angegeben werden. Je Prüftemperatur wurden in der Regel 3 Versuche durchgeführt. Wegen der großen Anzahl der damit verbundenen Versuche kann die Darstellung sämtlicher Versuchsergebnisse hier nicht erfolgen. Um trotzdem einen möglichst vollständigen Überblick über die Ergebnisse der TT-Verbunduntersuchungen zu erreichen, werden diese zusammenfassend bzw. durch typische Einzelergebnisse dargestellt. Zur Darstellung der τ_v -v-Kurven wird das mittlere der drei Versuchsergebnisse verwendet, bei allen anderen Darstellungen der Mittelwert der Versuchsergebnisse, wobei, soweit übersichtlich möglich, die Streubreite der Ergebnisse mit eingetragen wird.

Zum Verbund im Stahlbeton bzw. Spannbeton liegen heute eine große Anzahl von Forschungsarbeiten vor. Auf diesen aufbauend sind Gesetzmäßigkeiten formuliert worden, die für die üblicherweise verwendeten Betone und Bewehrungsstähle anwendbar sind. Bei den TT-Verbundversuchen wurde versucht, einen Anschluß an die bei RT ermittelten Ergebnisse zu finden. Daher wurden die Versuche i. w. mit Bewehrungsstählen der Güte

BSt 420/500 durchgeführt. Wie bereits in Abschn. 3.5.2 dargelegt, mußte daher für diese Untersuchungen die Betonfestigkeit begrenzt werden. Bei Untersuchungen an Betonen mit hohen Festigkeiten wurden Betonstähle mit hohen Festigkeiten verwendet. Die Verbundlänge betrug einheitlich $l_v = 3 d_s$.

Trotz dieser Anpassung von Betonfestigkeit und der des Bewehrungsstahles war bei einigen TT-Ausziehversuchen eine Beanspruchung bis zum Verbundversagen nicht möglich. Die Verbundfestigkeit bei TT übertraf in diesen Fällen trotz einer Verbundlänge von $3 d_s$ die des Bewehrungsstahles. Da bei Stahlversagen eine Zerstörung des empfindlichen Meßsystems drohte, wurden die Versuche nahe der TT-Zugfestigkeit des Stahls abgebrochen. Die bei einem Versuchsabbruch aufgezeichneten Verbundspannungen und Verschiebungen sind in den folgenden Darstellungen mit gesonderter Symbolik enthalten, so daß mit ihnen eine sichere untere Grenze zur Verbundfestigkeit angebbar ist.

4.2 Prinzipielle Darstellung des Einflusses tiefer Temperaturen

Die Ergebnisse der Ausziehversuche der Versuchsreihen von Tabelle 3.1 sind in den Bildern 4.1 bis 4.20 dargestellt. Dabei wurde die mittlere Verbundspannung aus der gemessenen Normalkraft F durch Bezug auf die im Verbund liegende Mantelfläche des Bewehrungsstabes ermittelt:

$$\tau_v = \frac{F}{U_s l_v} = \frac{F}{3\pi d_s^2}$$

mit $l_v = 3 d_s$.

Wie zu erkennen, übersteigt der Einfluß der Tieftemperatur den Einfluß aller anderen Parameter bei weitem und bewirkt bei allen Versuchsreihen eine prinzipiell ähnliche Versteifung des Verbundwiderstandes. Diese Beobachtung wird für die Versuchsreihe WD näher erläutert (B 25; Lagerung in Folie; BSt 420/500 RUS $\varnothing 16$ mm; $f_R = 0,087$, $c = 5 d_s$); siehe Bild 4.13.

Der Haftverbund sowie die Verbundspannungen bei sehr kleinen Stabendverschiebungen $v = 0,01$ mm werden durch tiefe Temperaturen nur geringfügig verändert. Dagegen kann bei größeren Stabendverschiebungen $v > 0,02$ mm eine deutliche temperaturabhängige Versteifung des Verbundes beobachtet werden. Eine Proportionalität zwischen der Temperatur und der Verbundversteifung kann nicht angegeben werden. Während bis zu Temperaturen von -40 °C eine sanfte Versteifung erfolgt, wird im Temperaturbereich -40 °C bis ca. -120 °C eine starke Zunahme der Verbundversteifung deutlich. Bei Temperaturen unter -120 °C erfolgt nur noch eine geringe Zunahme, vgl. Bild 4.21.

Durch die Kolbenregelung gelingt es, den fallenden τ_v -v-Ast nach Erreichen der Verbundfestigkeit zu erfassen. Nach dem Spannungsabfall beim Gleitversagen mündet die Verbundspannung in das Plateau der Gleitreibung ein. Dieses Verhalten ist für Prüftemperaturen von $+20$ °C bis -100 °C in den Bildern 4.1 bis 4.20 angedeutet. Für diesen Temperaturbereich lassen sich die Verbund-

spannungs-Verschiebungskurven als geschlossene Linien darstellen.

Bei $-120\text{ }^{\circ}\text{C}$ verändert sich das Verbundverhalten grundlegend. Der gleitende Übergang von der Verbundfestigkeit zum Plateau der Gleitreibung existiert nicht mehr. Die Verbundkörper versagen schlagartig, verbunden mit einem großen Zuwachs der Stabendverschiebung. Bei einer weiteren Beanspruchung des Ausziehkörpers ist zwar ein erneutes weiches Anwachsen des Verbundwiderstandes festzustellen, doch erfolgt schon bei kleinen Beanspruchungen wieder ein schlagartiger Abfall der Verbundspannungen auf Null, verbunden mit einem weiteren großen Zuwachs der Stabendverschiebung, so daß hier nicht mehr von einem eindeutigen Gleitreibungsplateau gesprochen werden kann.

Bei Temperaturen unter $-120\text{ }^{\circ}\text{C}$ ist die τ_v -v-Linie unstetig, der Bewehrungsstab rutscht vor Erreichen der Verbundfestigkeit schlagartig, erkennbar durch Sprünge der Stabendverschiebung. Anzahl und Größe dieser Verschiebungssprünge sind temperaturabhängig. Bei Temperaturen um $-130\text{ }^{\circ}\text{C}$ tritt zumeist nur ein einziger, großer Sprung bei relativ hohen Beanspruchungen auf, während bei tieferen Temperaturen schon bei geringen Beanspruchungen kleine Verschiebungssprünge erkennbar sind, deren Anzahl und Größe mit steigender Beanspruchung zunehmen. Nach den Sprüngen ist bei nahezu unveränderter Verbundsteifigkeit ein weiteres Anwachsen der Verbundspannungen möglich. Nach dem letzten, zumeist großen Sprung nehmen die Verbundspannungen nochmals mit nur geringem

Verformungszuwachs zu und führen zu einem schlagartigen Versagen der Ausziehkörper durch Gleitbruch. Für die Restfestigkeit des Verbundes gilt bei diesen Temperaturen gleiches, wie bereits für $\vartheta = -120\text{ °C}$ geschildert. Die Ursache dieser Verschiebungssprünge bei Temperaturen unter -120 °C wird in Abschn. 5 besprochen.

Die Verbundverfestigung infolge tiefer Temperaturen ist in Bild 4.21 bei definierten Verschiebungen dargestellt. Als Bezug dient in Bild 4.21 die Verbundfestigkeit bei $+20\text{ °C}$. In Bild 4.21 lassen sich zwei Bereiche des Verhaltens erkennen. Bis etwa -120 °C erfolgt ein stetiger Anstieg der Verbundspannung $\tau_v(\vartheta)$, die vorherrschende Bruchart ist bei großer Betondeckung der Gleitbruch. Unter -120 °C ist ein Abflachen zu erkennen, das Versagen wird zunehmend durch die Diskontinuitäten bestimmt.

In Bild 4.22 wird die Verbundspannung auf die temperaturabhängige Zylinderdruckfestigkeit des Betons bezogen. Bei Verschiebungen $v > 0,02\text{ mm}$ wird der Verbundwiderstand durch tiefe Temperaturen in ähnlicher Weise wie die Druckfestigkeit gesteigert.

Die physikalische Erklärung der Verbundverfestigung infolge TT folgt jener der Zunahme der Druckfestigkeit. Es ist die stützende Wirkung des Eises in den Mikroporen des Zementsteins, die die Festigkeit des Betons unter den Rippen des Stabes steigert. Diese Steigerung von Betonfestigkeit und Verformbarkeit ist besonders im Bereich von -40 °C bis -100 °C ausgeprägt, in dem die Phasen-

umwandlung Wasser/Eis in den Gelporen abläuft. Unter $-120\text{ }^{\circ}\text{C}$ ist das Abflachen der Verbundverfestigung durch das zunehmende Dominieren der Werkstoffversprödung zu erklären. Bei diesen Temperaturen erfolgt die innere Rißbildung /43, 44/ nicht mehr kontinuierlich, sondern schlagartig und erlaubt wegen des geringeren Rißauffangvermögens des Betons bei schlagartiger Beanspruchung keine weitere Verfestigung des Betons, vgl. Abschn. 5.4.

Somit liegt der Schluß nahe, daß die Veränderung des Verbundwiderstandes durch tiefe Temperaturen direkt an die der Betonfestigkeit gekoppelt ist. Dies deutet sich auch für Temperaturen bis $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$ in Bild 4.22 an. Im Temperaturbereich unter $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$, in dem Diskontinuitäten in den τ_v -v-Kurven auftreten, erfährt der Verbundwiderstand allerdings eine stärkere Verfestigung als die Betondruckfestigkeit. Dies kann durch das unterschiedliche Aufnahmevermögen der Querspannungen und der daraus resultierenden inneren Rißbildung der unterschiedlichen Probekörper erklärt werden.

Zwischen der Zugfestigkeit des Betons und den Verbundspannungen bzw. -festigkeiten konnte kein unmittelbarer Zusammenhang festgestellt werden.

4.3 Einfluß der Betonfeuchte

Die Feuchte des Betons wird durch die Lagerungsbedingungen und durch den W/Z-Faktor bestimmt, vgl. /38/. In diesem Abschnitt wird nur der Einfluß der aus den Lagerungsbedingungen bewirkten Feuchteänderung des Betons auf den TT-Verbundwiderstand betrachtet. Die Darstellung des Einflusses aus der Feuchteänderung infolge unterschiedlicher W/Z-Faktoren erfolgt in Abschn. 4.4.

Der Einfluß der Lagerungsart auf das Verbundverhalten bei Tieftemperatur wird aus den Bildern 4.23 und 4.24 ersichtlich. Besonders die Darstellung der bezogenen Verbundspannungen, in der der Einfluß unterschiedlicher Betonausgangsfestigkeiten eliminiert ist, verdeutlicht die von der Betonfeuchte abhängige Versteifung.

Der Einfluß der Betonfeuchte auf den Verbundwiderstand bei tiefen Temperaturen kann, wie bereits in Abschn. 4.2 erläutert, auf den unterschiedlichen Wasserfüllungsgrad der Poren und der damit verbundenen unterschiedlichen Verfestigung der Zementsteinmatrix durch Eisbildung zurückgeführt werden.

Bei Stabendverschiebungen $v \leq 0,3$ mm treten zwischen im Normalklima 20/65 gelagerten und bei versiegelten Proben nur geringe Unterschiede im Verbundspannungszuwachs infolge TT auf. Allerdings erfahren versiegelte Proben im Temperaturbereich -40 °C bis -80 °C einen stärkeren Zuwachs. Aus der Neigung der Linien der Verbundspannungen für unterschiedliche Stabendverschiebungen,

s. Bild 4.24, ist eine ähnliche Versteifung des Verbundes infolge TT sowohl bei den bei 20/65-gelagerten als auch bei den versiegelten Proben erkennbar.

Bei sehr feuchten Betonen, Lagerung der Versuchskörper unter Wasser, führen tiefe Temperaturen zu einer größeren Versteifung des Verbundes. Schon bei geringen Stabendverschiebungen wird nahezu die Verbundfestigkeit erreicht: z. B. bei -80°C erreicht die Verbundspannung bei einer Stabendverschiebung von $v = 0,1 \text{ mm}$ ca. 65 % der Verbundfestigkeit.

Die Größe und Anzahl der im Bereich sehr tiefer Temperaturen auftretenden Verschiebungssprünge sind aber unabhängig von der Betonfeuchte. Allerdings weist die τ_v -v-Kurve für -170°C der bei 20/65 gelagerten Probe bei Erreichen der Verbundfestigkeit nur das schlagartige Versagen durch Gleitbruch auf. Bei der Betongüte B 25 konnten Verschiebungssprünge bei geringen Beanspruchungen nicht festgestellt werden. Versuche mit Beton B 45 weisen allerdings auch bei der 20/65-Lagerung die gleichen Verschiebungssprünge bei TT wie die für feuchtere Betone in Bild 4.23 dargestellten auf.

Das Verformungsvermögen der Verbundzone, dargestellt durch die Stabendverschiebung bei Erreichen der Verbundfestigkeit, wird durch die Betonfeuchte nur unwesentlich beeinflusst, vgl. Bild 28 in /27/.

4.4 Einfluß der Betongüte

Für Normaltemperatur ist die Proportionalität zwischen Betondruckfestigkeit und Verbundwiderstand als gesichert anzusehen. Daß bei den hier durchgeführten Versuchen bei + 20 °C dieser Zusammenhang nicht vollständig trifft, liegt im wesentlichen an den verwendeten Bewehrungsstählen, die sich in Güte, Stabdurchmesser und bezogener Rippenfläche unterschieden. Trotz dieser Unterschiede kann der prinzipielle Einfluß der Betongüte auf die Verbundverfestigung durch tiefe Temperaturen anhand dieser Versuche dargestellt werden.

Eine höhere Betongüte ist i. d. R. mit der Verringerung des W/Z-Werts und einer Erhöhung des Zementgehaltes verbunden. Daher besitzt ein Beton hoher Festigkeit eine geringere Betonausgangsfeuchte als ein Beton mit niedrigerer Festigkeit /38/. Da die bezogene Verbundverfestigung auch durch die Menge des gefrierbaren Wassers in den Zementporen bestimmt wird, kann bei Verwendung eines Betons B 25 ein wesentlich höherer Zuwachs des Verbundwiderstandes infolge tiefer Temperaturen beobachtet werden als bei einem höherfesten Beton s. Bild 4.25 und 4.26. Bei extrem tiefen Temperaturen unterscheiden sich die Verbundfestigkeiten unterschiedlicher Betongüten nur noch unwesentlich.

Eine Abhängigkeit der Stabendverschiebung bei Erreichen der Verbundfestigkeit von der Betongüte konnte nicht festgestellt werden. Für die hier untersuchten Betongüten zeigt sich bei versiegelter Lagerung der Versuchs-

körper ein etwa ähnliches temperaturabhängiges Verformungsvermögen des Verbundes. Die Verschiebungen bei τ_{vu} erreichen bei Temperaturen um $-60\text{ }^{\circ}\text{C}$ bis $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$ ein Maximum, dies liegt um ca. 60 % höher als bei RT. Bis $-170\text{ }^{\circ}\text{C}$ fallen die Verschiebungen wieder auf den für RT gültigen Wert ab.

4.5 Einfluß der Stahlprofilierung

Zur Untersuchung des Einflusses der Stahlprofilierung auf das TT-Verbundverhalten wurden glatte und gerippte Stäbe, $d_s = 16\text{ mm}$, verwendet. Die bezogenen Rippenflächen wurden mit $f_R = 0,058; 0,067$ und $0,087$ variiert. Die für RT gültige Gesetzmäßigkeit der linearen Zunahme des Verbundwiderstandes bei Vergrößerung der bezogenen Rippenfläche konnte in den Versuchen bei $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ bei Beachtung der Streuung und der verhältnismäßig geringen Unterschiede der bezogenen Rippenfläche von $0,058$ zu $0,067$ bestätigt werden. Diese Gesetzmäßigkeit bleibt bis zu Temperaturen von etwa $-60\text{ }^{\circ}\text{C}$ bis $-80\text{ }^{\circ}\text{C}$ erhalten, s. Bilder 4.27 und 4.28.

Bei Temperaturen unter $-80\text{ }^{\circ}\text{C}$ wird die Verbundfestigkeit bei einer niedrigen bezogenen Rippenfläche mehr gesteigert als bei hohen, das gilt auch für die bezogenen Verbundfestigkeiten. Bei Verbundspannungen im Bereich normaler Verschiebungen $v \leq 0,3\text{ mm}$ gilt die Proportionalität zwischen Verbundspannung und bezogener Rippenfläche im gesamten Temperaturbereich.

Durch die konzentriertere Einleitung der Verbundspannungen bei hoher bezogener Rippenfläche wird zwar eine Versteifung des Verbundes erreicht, das Verformungsvermögen des Verbundes nimmt allerdings ab. Diese Tendenz kann über den gesamten Temperaturbereich $+ 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ bis $- 170\text{ }^{\circ}\text{C}$ beobachtet werden, vergleiche Bild 4.29. Auffällig ist das nahezu konstante temperaturunabhängige Verformungsvermögen des Verbundes bei glatten Stäben mit Ausnahme des Piks bei $- 135\text{ }^{\circ}\text{C}$. Eine Erklärung für die Verformungssteigerung bei dieser Temperatur um ca. 400 % kann hier nicht gegeben werden.

4.6 Einfluß des Durchmessers gerippter Stäbe

Der Stabdurchmesser d_s übt bei RT nur einen geringen Einfluß auf den Verbundwiderstand aus: Mit abnehmenden Stabdurchmessern ergeben sich geringfügig steifere Verbundgesetze und höhere Verbundfestigkeiten /59/. Dies wird durch das günstigere Verhältnis von Mantelfläche zu Querschnitt bei dünnen Stäben erklärt. Die Ergebnisse der Ausziehversuche bei $+ 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ mit Durchmessern $d_s = 8\text{ mm}$ und 16 mm zeigen nur geringe Unterschiede und bestätigen die o. g. Tendenz, vgl. Bild 4.30.

Bei TT-Versuchen treten jedoch deutliche Unterschiede auf. Im anfänglichen Verschiebungsbereich $v \leq 0,3\text{ mm}$ wird der Verbundwiderstand dünner Stäbe durch tiefe Temperatur stärker versteift als der bei mittleren Stabdurchmessern. Dagegen fällt die Steigerung der Verbundfestigkeit bei kleinen Stab-

durchmessern etwas geringer aus als bei mittleren Durchmessern, gleiches gilt für die Steigerung der Stabendverschiebung bei Erreichen der Verbundfestigkeit.

Diese Veränderung des Verbundwiderstandes in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser wird durch die unterschiedliche Steifigkeit der den Stab umgebenden Betonschale bei gleichem Prüfkörperaußendurchmesser bewirkt. Die Tragfähigkeit der Ausziehkörper mit dünnen Stäben wird zum einen durch die integral höhere Zugfestigkeit gesteigert und zum anderen durch das durch die Steifigkeit erreichte erhöhte Rißauffangvermögen.

4.7 Einfluß der Betondeckung und der Lage des Bewehrungsstabes im Prüfkörper

Der Einfluß der Betondeckung und der Lage des Bewehrungsstabes im Prüfkörper auf das Verbundverhalten bei tiefen Temperaturen wurde in 2 Versuchsserien studiert. Dabei wurden Bewehrungsstäbe $\varnothing 16$ mm mit bezogener Rippenfläche $f_R = 0,058$ bzw. $0,087$ verwendet, alle anderen Parameter wurden beibehalten. Die Betondeckung wurde mit $5 d_s$ und $2 d_s$ variiert, indem der Bewehrungsstab zentrisch im Ausziehkörper bzw. am Rand oder in der Ecke angeordnet wurde. Die Versuchsergebnisse sind in den Bildern 4.31 bis 4.34 dargestellt.

Prinzipiell ergeben sich für beide Versuchsserien ähnliche Ergebnisse, da der bereits in Abschn. 4.5 angegebene Einfluß der bezogenen Rippenfläche bei zentrischer Lage des

Bewehrungsstabes auf Rand- bzw. Ecklage des Stabes übertragen werden kann.

Während die Verbundfestigkeit bei RT nur unwesentlich von den hier gewählten Betondeckungen beeinflusst wird, ergibt sich bei TT deren deutliche Abhängigkeit von der Lage des Stabes im Verbundkörper. Diese Steigerung fällt bei zentrischer Lage, $c = 5 d_s$, wesentlich größer aus als die bei mittiger Randlage des Stabes; die für Randlage ist größer als bei Ecklage, vgl. Bilder 4.31 bis 4.33. Die Gründe für die unterschiedlichen Zunahmen der Verbundfestigkeiten bei TT sind in den Versagensarten zu finden. Während das Versagen bei (zentrische Lage) großer Betondeckung $c = 5 d_s$ im gesamten Temperaturbereich von $+ 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ bis $- 170\text{ }^{\circ}\text{C}$ durch Gleitbruch erfolgt, findet bei kleinen Betondeckungen $c = 2 d_s$ mit sinkenden Temperaturen eine Veränderung der Versagensart, vom Gleit- zum Sprengbruch, statt. Der Übergang hängt von der bezogenen Rippenfläche, von der Lage des Stabes und von der Temperatur ab.

Bei Randlage und bei einer bezogenen Rippenfläche $f_R = 0,058$ können unter $- 80\text{ }^{\circ}\text{C}$ Längsrisse an der Oberfläche des Verbundkörpers festgestellt werden, das vollständige Aufsprengen erfolgt unter $- 135\text{ }^{\circ}\text{C}$. Bei einer höheren bezogenen Rippenfläche $f_R = 0,087$ zeigen sich schon bei RT Längsrisse an der Oberfläche, das Aufsprengen erfolgt ab Temperaturen von $- 100\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Bei Ecklage des Stabes nimmt die Gefahr der Längsrißbildung und des Sprengbruches zu. Bei hoher bezogener Rippenfläche $f_R = 0,087$ können schon bei RT vereinzelte Sprengbrüche auftreten, während bei $f_R = 0,058$ nur eine Längsrißbildung entsteht. Bei Temperaturen unter -60 °C versagen die Verbundkörper stets durch Sprengbruch.

Die für extrem tiefe Temperaturen typischen Verschiebungssprünge treten sowohl bei großer als auch bei kleiner Betondeckung sowie bei Rand- und Ecklage des Stabes auf. Der in Abschn. 4.2 für zentrisch angeordnete Stäbe beschriebene letzte große Verschiebungssprung tritt bei Rand- und Ecklagen nicht mehr auf, sondern es erfolgt Verbundversagen durch Sprengbruch. Im entsprechenden Maße verringert sich die Stabendverschiebung bei Verbundversagen, siehe Bild 4.34.

Während die Bruchverschiebung v_u bei RT noch von der Lage des Stabes nahezu unabhängig ist, übt diese bei sinkender Temperatur einen deutlichen Einfluß aus (Bild 4.34). Bei mittlerer Lage erreicht die Bruchverschiebung im Temperaturbereich von -60 °C bis -100 °C ein Maximum und fällt bis -170 °C deutlich ab. Bei Randlage liegt dieses Maximum bei ca. -60 °C , bei -170 °C werden nur noch 50 % der bei RT ermittelten Werte erreicht. Bei Ecklage zeigen die Versuchsergebnisse kein Maximum. Das Verformungsvermögen nimmt mit sinkender Temperatur ab und weist bei -170 °C nur noch ca. 20 % des Wertes bei RT auf.

Während die Verbundspannungen bei kleineren Verschiebungen $v \leq 0,3 \text{ mm}$ nur geringfügig von der Betondeckung und der Lage des Bewehrungsstabes beeinflußt werden, sind bei sinkenden Temperaturen deutliche Abhängigkeiten der Verbundfestigkeit, des Verbundverformungsvermögens und der Versagensart festzustellen.

Diese Veränderungen werden durch die Kraftausstrahlung in der Verbundzone, der daraus resultierenden Ringzug- und Querdruckbeanspruchung, der tieftemperaturabhängigen Betonzugfestigkeit und durch die Lage der Sprengbruchflächen herbeigeführt. Die systematische Auswertung aller Versuchsergebnisse zum Verbundversagen durch Sprengbruch und zum Auftreten von Längsrissen sowie die Entwicklung einer analytischen Beschreibung zur Längsrißbildung unter Einschluß der in den Ausziehversuchen gemessenen Betonquerdehnungen erfolgt in Abschn. 5.

4.8 Einfluß einer Querbewehrung

Der Einfluß einer Querbewehrung auf das Verbundverhalten bei tiefen Temperaturen wurde in Versuchen mit Ecklage des Stabes untersucht. Die Querbewehrung wurde als Bügel ausgebildet, der den Längsstab umschloß und im unteren Drittelpunkt der Verbundlänge angeordnet war. Der Bügeldurchmesser betrug $d_s = 6 \text{ mm}$ und $d_s = 10 \text{ mm}$.

Eine Veränderung des Verbundwiderstandes durch Anordnung einer Querbewehrung konnte im Tieftemperaturbereich nicht festgestellt

werden, siehe Bilder 4.33 und 4.35. Die Versagensart dagegen wird deutlich beeinflusst. Während die Verbundkörper mit Ecklage des Stabes mit $f_R = 0,087$ im gesamten Temperaturbereich bis $-170\text{ }^{\circ}\text{C}$ durch Sprengbruch versagen, konnte diese Versagensart durch Anordnung einer Querbewehrung in weiten Bereichen verhindert werden. Diese Verbundkörper versagten durch Gleitbruch. Bei Ecklage des Stabes bilden sich Längsrisse, die bei Beanspruchungssteigerung bis zur Betonoberfläche fortschreiten. Ein Bügel bewirkt das Zusammenhalten des den Bewehrungsstab umschließenden eingerissenen Betonzugringes, so daß ein schlagartiges Verbundversagen nicht auftreten kann. Durch das behinderte Öffnen des Längsrisses ergeben sich nach Überwindung der Verbundfestigkeit größere Resttragfähigkeiten.

Bei den mit einer Längsrißbildung verbundenen Spannungsumlagerungen und bei der durch das Fortschreiten der Risse bis zur Betonoberfläche auftretenden Veränderungen des inneren Kraftabtrages müssen von der Querbewehrung Anteile der Zugspannungen übernommen werden, die vorher durch die Betonschale aufgenommen wurden. Bei dieser Umlagerung der Zugkräfte muß der Bügelquerschnitt den auftretenden maximalen Betonzugkräften angepaßt werden. Dabei ist die wesentlich höhere Steigerung der Betonzugfestigkeit gegenüber der Streckgrenze des Bewehrungsstahles infolge TT zu beachten. Eine Querbewehrung von 15 % der Längsbewehrung war nicht ausreichend, um bei Temperaturen unter $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$ Sprengbrüche zu verhindern, siehe Bild 4.16. Die äußere Betonschale sprengte ab, wobei

die Querbewehrung intakt blieb. Dies liegt, wie in Abschn. 5 noch gezeigt wird, an der Anordnung der Bügel in der Nähe des Bewehrungsstahles, also in der Verbundrißzone. Bei der Bildung von Sprenggrissen liegt eine so angeordnete Querbewehrung außerhalb des Einflußbereiches der Betonzugzone, so daß eine Zugspannungsumlagerung nicht erfolgen kann. Hierzu müßten die Stäbe im noch intakten Zugring angeordnet werden, $c_q \approx 0,3 c_l$. Durch die Anordnung der Bügel in der Nähe des Längsstabes wird eine anfängliche Versteifung der den Bewehrungsstahl umschließenden Betonschale erreicht, so daß die Bildung von Längsrissen in der Verbundzone zu höheren Beanspruchungen hin verzögert wird.

4.9 Einfluß zyklischer Temperaturbeanspruchung

Die zyklische Temperaturbeanspruchung der Versuchskörper wurde lastfrei in einer Kältekammer aufgebracht. Dabei betrugen die Abkühl- und Erwärmungsgeschwindigkeit $0,5 \text{ }^\circ\text{C/min}$ und die Haltezeiten zur Temperaturhomogenisierung an der oberen und unteren Temperaturschranke jeweils 2 h. Da nach /16/ keine weitere zyklische Schädigung der Betonfestigkeit unter $-80 \text{ }^\circ\text{C}$ mehr auftritt, wurde die Untertemperatur zu $-90 \text{ }^\circ\text{C}$ gewählt. Die Zulässigkeit dieses Schrittes ist auch aus dem thermischen Dehnverhalten des hier verwendeten Betons ableitbar, vgl. /33, 34, 17/: Unter $-80 \text{ }^\circ\text{C}$ tritt nur noch eine lineare Kontraktion auf. Der Ausziehversuch erfolgt im Anschluß an die Zy-

klen bei RT. Es wird also eine Restfestigkeit gemessen.

Die Ergebnisse der Versuche nach zyklischer Temperaturbeanspruchung sind in den Bildern 4.36 und 4.37 dargestellt. Der Einfluß von Tieftemperaturzyklen auf den Verbundwiderstand kann durch den Bezug der restlichen Verbundfestigkeit auf die Kurzzeit-Verbundfestigkeit angegeben werden (s. Bild 4.36). Für Rand- und Ecklage ergibt sich nach 15 Zyklen ein nur unbedeutender Abfall der Verbundfestigkeit. Dagegen beträgt dieser bei zentrischer Lage rd. 35 %. Hier darf nicht auf einen Einfluß der Betondeckung geschlossen werden; denn bei der Herstellung der Probekörper mit zentrischer Lage des Bewehrungsstabes mußte zur Erreichung einer ausreichenden Verdichtungsfähigkeit des Betons eine geringfügig höhere Wassermenge zugegeben werden. Die daraus resultierende Erhöhung des W/Z-Faktors von 0,8 auf 0,82 bewirkt, wie in /34/ gezeigt, zwar nur eine geringe Feuchteveränderung des Betons, allerdings treten jetzt im Temperaturbereich - 20 °C bis - 60 °C deutliche Expansionen im thermischen Dehnverhalten des Betons auf. Diese führen bei Abkühlung des Beton zu Gefügezerstörungen /16/ und zu dem bei den zentrischen Verbundkörpern beobachteten Abfall des Verbundwiderstandes mit steigender Temperaturzyklenanzahl.

Die Stabendverschiebung bei Erreichen der Verbundfestigkeit nimmt mit steigender Zyklenanzahl geringfügig zu. Hier kann eine Korrelation zwischen Abnahme der Verbundfestigkeit und Zunahme der zugehörigen Stab-

endverschiebung festgestellt werden. Die mit der zyklischen Temperaturbeanspruchung verbundenen Beanspruchung des Betongefüges führt zu einer Verweichung der Verbundzone.

Zusammenfassend kann aus diesen Versuchen gefolgert werden, daß, soweit im thermischen Dehnverhalten des Betons keine deutlichen Expansionen infolge der Phasenumwandlung des Wassers zu Eis auftreten, zyklische Temperaturbeanspruchungen nur zu einer unbedeutenden Veränderung der Verbundfestigkeit und -steifigkeit führen, siehe Bilder 4.18 bis 4.20.

4.10 Einfluß einer Vorlast

Verbundkörper wurden bei RT mit 25 % der bei 20 °C ermittelten Verbundfestigkeit belastet und dann bei konstanter Belastung durch einmalig aufgebrachte Tieftemperaturen bzw. durch Tieftemperaturzyklen beansprucht. Im Anschluß an die Temperaturbelastung erfolgte der Ausziehversuch bei TT bzw. bei RT. Die Steuerung des Prüfzylinders erlaubt es nicht, direkt vom Vorlastniveau aus die Auszugskraft weggeregelt aufzubringen. Daher mußte vor dem Ausziehversuch die Vorlast abgelassen werden, bevor die weggeregelte Belastung des Versuchskörpers möglich wurde.

In Bild 4.38 sind einige Versuchsergebnisse mit und ohne Vorlast dargestellt. Der Vergleich zeigt, daß die Vorlast im Vergleich zu den bereits in den vorherigen Abschnitten dargestellten Versuchsergebnissen keinen nennenswerten Einfluß auf die Verbundfestig-

keit ausübt. Die im anfänglichen Verschiebungsbereich höhere Verbundsteifigkeit der vorbelasteten Körper wird durch die vorweggenommene Verdichtung des Betons unter den Rippen bewirkt.

5 Verbundrißbildung bei tiefen Temperaturen

5.1 Allgemeines

Wie bereits in Abschn. 2.1 dargestellt, wird der Verbundwiderstand im wesentlichen durch die mechanische Verzahnung zwischen Bewehrungsstab und Beton bewirkt. Dabei stützen sich die Rippen des Stabes auf die von ihnen eingeschlossenen Konsolen ab. Die hohen Pressungen bewirken örtliche Zerstörungen des Betongefüges. Infolge der Ausstrahlung der Kräfte in den umgebenden Beton bilden sich innere radiale Verbundrisse (die sogen. Goto-Risse) und schließlich Risse in Stablängsrichtung. Mit der Entstehung und Auswirkung dieser Risse haben sich in den letzten Jahren zahlreichen Arbeiten befaßt (siehe z. B. /39 - 49/). Dabei sollten zum einen die innere Rißbildung experimentell nachgewiesen und zum anderen Tragmodelle und deren analytische Beschreibung entwickelt werden, um so die Vorhersage der Sprengrißbildung zu ermöglichen.

Der experimentelle Nachweis der Verbundrisse ist sehr schwierig, weil die Rißbreiten äußerst gering sind (0,01 mm bis 0,02 mm /46/). Goto /44/ gelang es, die Verbundrißbildung an Dehnkörpern bei hohen Stahlspan-

nungen durch Farbinjektionen aufzuzeigen. Eine Rißbildung auch bei geringem Stahlspannungsniveau konnte in /46/ nachgewiesen werden. Allerdings handelte es sich hierbei um Verbundrisse im Einpreßmörtel, bei dem das Auffinden von Rissen einfacher ist. In beiden Arbeiten wird gezeigt, daß die Verbundrisse von den Rippen ausgehen und eine Neigung von ca. 45° bis 80° zur Stabachse besitzen. Es bildet sich ein kammartiges Tragwerksmodell aus.

Aufgrund des Vergleichs der Hauptspannungsrichtungen an der Kontaktfläche Rippenflanke-Beton vor und nach dem Auftreten der Verbundrisse konnte in /46/ die Neigung der Risse und der Winkel, unter dem die Verbundkraft in den Beton strahlt, angegeben werden, s. Bild 2.2. Sofern sich noch keine Verbundrisse gebildet haben, sind - infolge der Neigung der Rippenflanken von zumeist 45° - die Hauptdruck- und Hauptzugspannungen betragsmäßig gleich. Sie sind unter $\alpha = \delta = 45^\circ$ zur Stablängsachse geneigt. Erreichen die Hauptzugspannungen die Betonzugfestigkeit, so wird der Beton normal zur Zugspannungsrichtung von der Rippe her aufreißen. Aus Gleichgewichtsgründen ändert sich aber dann der Ausstrahlungswinkel der schrägen Druckkraft. Er beträgt jetzt $\alpha \approx 35^\circ$, und es stellt sich die Radialdruckspannung σ_{rs} ein. Bei weiterem Rißfortschritt wird sich die Neigung der Verbundrisse wegen der veränderten Spannungsrichtungen aufsteilen ($\delta \rightarrow 90^\circ$).

Die den Stab umgebende Betonschale wirkt wie ein Zugring, der durch den Radialdruck σ_{rs} belastet ist. Erreichen die dabei entstehenden Ringzugspannungen die Betonzugfestigkeit, wird die Betonschale von innen beginnend in Stablängsrichtung einreißen. Ist die Betonschale dick genug, so kann der Längsriß noch aufgefangen werden. Erst bei weiterer Steigerung der Beanspruchung kann er bis zur Betonoberfläche fortschreiten und zum Sprengbruch führen.

Ein Modell zur Vorhersage der Längsrißbildung und des Sprengbruchs wurde in /40/ mit Hilfe der Methode der finiten Elemente entwickelt. Mit Vorgabe der zur Stabachse geneigten Verbundrisse werden in Abhängigkeit von der bezogenen Rippenfläche die im Verbundkörper auftretenden Spannungszustände berechnet. Als Kriterium zur Sprengrißbildung wird angenommen, daß der Zugring dann versagt, wenn die mittlere Ringzugspannung die Spaltzugfestigkeit des Betons erreicht.

Die Berechnung der Längsrißbildung mit Hilfe der FEM ist problematisch, weil das realistische Materialverhalten der Elemente kaum erfaßbar ist. Außerdem wird dieser Weg der tatsächlichen Betonstruktur nicht gerecht. Er wurde deshalb nur vereinzelt verfolgt. Mechanisch überschaubare Verhältnisse ergeben sich, wenn man die Verbundzone durch von Verbundrissen eingeschlossene Kegelstumpfschalen und durch einen Zugring idealisiert, s. Bild 5.1. Dabei übernimmt die Kegelstumpfschale die Einleitung der Verbunddruckstrebe und der Zugring den nach außen gerichteten Radialdruck. In /45, 49/ gelang

mit diesem Modell die Herleitung eines Stoffgesetzes.

Zur Vorhersage von Längsrissen muß bei diesem Modell über die Neigung der Betondruckstrebe und über die Versagensart des Zugrings verfügt werden. Der Winkel α zwischen Betondruckstrebe und Stabachse wird in der Literatur unterschiedlich, teilweise beanspruchungsabhängig /48/ angenommen. So wird in /45/ $\alpha = 45^\circ$, in /46/ $\alpha = 35^\circ$ und in /48/ $\alpha \approx 25^\circ$ angegeben. Dagegen wird in diesen Arbeiten die Rißbildung im Zugring und dessen Zugversagen einheitlich beschrieben.

In /45/ wird die Längsrißbildung für drei Grenzzustände untersucht. Dabei wurde über das Materialverhalten des Betons auf Zug und über die Verbundrißbildung unterschiedlich verfügt, s. Bild 5.2:

- a) ideal-elastischer Beton frei von Verbundrissen
- b) durch Längsrisse ausgefallener Innenbereich d^R und ideal-elastischer Restring
- c) durch Zugmikrorisse ideal-plastischer Beton.

Die Längsrißbildung (Versagen) setzt ein, wenn die zentrische Betonzugfestigkeit erreicht wird.

5.2 Modell zur Vorhersage von Längsrissen bei tiefen Temperaturen

Zur Beschreibung der Längsrißbildung bei TT wird das zuvor beschriebene Modell beibehalten. Dabei ist das infolge TT veränderte Materialverhalten zu berücksichtigen.

Versuche haben gezeigt, daß das plastische Verformungsvermögen des Betons bei extrem tiefen Temperaturen verschwindet. Der Beton versagt makroskopisch betrachtet spröde-elastisch /16, 32/. Die maßgebende Tragfähigkeit des Zugringes liefert bei TT also der Spannungszustand b nach Bild 5.2.

Bei elastischem Materialverhalten weisen die Ringzugspannungen eine steile Spannungsgradient auf, so daß die zentrische Betonzugfestigkeit nicht mehr als rißauslösende Spannung angesetzt werden darf. In Anlehnung an /40/ wird angenommen, daß die Längsrißbildung einsetzt, sobald an der Innenseite des Zugringes die tieftemperaturabhängige Spaltzugfestigkeit des Betons erreicht ist. Damit wird die in Mikrobereichen entstehende Zugplastifizierung näherungsweise erfaßt. Im folgenden wird das Formelwerk des Grenzzustandes b und das Längsrißkriterium dargestellt.

Mit /50/ kann man die elastische Ringzugspannung σ_{φ} des innenseitig mit der Ringdruckspannung σ_{rs} beanspruchten und rißfreien dicken Rings angeben. Sie lauten mit (s. Bild 5.3):

$$\omega = \frac{b}{a} \quad b = c + \frac{d_s}{2}$$

$$\rho = \frac{r}{a} \quad a = \frac{d_s}{2}$$

$$\sigma_{\varphi} = \sigma_{rs} \frac{1}{\omega^2 - 1} \left[1 + \left(\frac{\omega}{\rho} \right)^2 \right] \quad (6)$$

Ihr Größtwert tritt an der Ringinnenseite auf:

$$\max \sigma_{\varphi} = \sigma_{\varphi i} = \sigma_{rs} \frac{\omega^2 + 1}{\omega^2 - 1} \quad (7)$$

An der Ringaußenseite beträgt sie:

$$\sigma_{\varphi a} = \sigma_{rs} \frac{2}{\omega^2 - 1} \quad (8)$$

Die geometrischen Eingangsgrößen der Glgn. (6) bis (8) ändern sich, sobald Verbundrisse auftreten. Bezeichnet man mit a^R den Halbmesser des durch Verbundrisse ausgefallenen Innenbereichs, tritt nun an Stelle der Ringdruckspannung σ_{rs} , deren Abhängigkeit von der Verbundspannung τ_v noch gezeigt wird, die auf den noch intakten Zugring der Dicke $b - a^R$ wirkende Ringdruckspannung σ_{rs}^R .

$$\sigma_{rs}^R = \sigma_{rs} \frac{d_s}{2a^R} \quad (9)$$

Damit ergibt sich die maximale Ringzugspannung bei Vorhandensein von Verbundrissen im Grenzzustand b:

$$\sigma_{\varphi i}^R = \sigma_{rs} \frac{d_s}{2a^R} \frac{\omega_R^2 + 1}{\omega_R^2 - 1} \quad (10)$$

$$\text{mit } \omega_R = \frac{b}{a^R}$$

Durch die Verbundrißbildung wird die Tragfähigkeit des verbleibenden intakten Zugrings gesteigert, weil zum einen die Radialdruckspannung, s. Glg. (9), abnimmt und zum anderen die Verteilung der Ringzugspannung über die Wanddicke völliger wird. Unter Beachtung, daß die innenseitige Ringzugspannung $\sigma_{\varphi i}^R$ die Spaltzugfestigkeit des Betons nicht überschreiten kann, ergibt sich das Maximum der Ringtragfähigkeit mit $d \sigma_r^R / da^R = 0$ bei einem Verhältnis von

$$\frac{a^R}{b} = 0,486 \quad (11)$$

Damit erhält man mit

$$\sigma_{rs} = \sigma_{rs}^R \left(\frac{2c}{d_s} + 1 \right)$$

die Ringzugspannung an der Innenseite

$$\sigma_{\varphi i}^R = \sigma_{rs}^R \frac{(1/0,486)^2 + 1}{(1/0,486)^2 - 1} = \sigma_{rs}^R 1,618 \quad (12)$$

bzw. jene an der Außenseite

$$\sigma_{\varphi a}^R = \sigma_{rs}^R \frac{2}{(1/0,486)^2 - 1} = \sigma_{rs}^R \cdot 0,619 \quad (13)$$

Mit dem Durchrißkriterium

$$\sigma_{\varphi i}^R = \beta_{SZ} \sigma$$

ist

$$\sigma_{rs\vartheta}^R = 0,618 \beta_{SZ\vartheta} \quad (14)$$

sowie

$$\sigma_{rs\vartheta} = 0,3 \beta_{SZ\vartheta} \left(\frac{2c}{d_s} + 1 \right) = \beta_{SZ\vartheta} \left(0,6 \frac{c}{d_s} + 0,3 \right) \quad (15)$$

Die radiale Druckspannung $\sigma_{rs\vartheta}$ hängt von der Druckstrebenneigung ab. Ihr Neigungswinkel an der Rippe beträgt $\alpha \approx 35^\circ$. Aus dem Aufsteilen der Verbundrisse kann man schließen, daß der Winkel α mit zunehmendem Abstand von der Staboberfläche flacher wird. In Anlehnung an /48/ kann die mittlere Neigung in guter Näherung mit $\alpha_m \approx 26^\circ$ angenommen werden, vgl. Bild 5.3. Damit beträgt die bei Längsrißbildung (untere Grenze für den Sprengbruch) wirkende Verbundspannung mit:

$$\sigma_{rs\vartheta} = \tan \alpha \tau_{v\vartheta}^R \approx 0,5 \tau_{v\vartheta}^R \quad (16)$$

$$\tau_{v\vartheta}^R = \beta_{SZ\vartheta} \left(1,2 \frac{c}{d_s} + 0,6 \right) \quad (17)$$

Für den Ausziehkörper (Verbundlänge $l_v = n d_s$) kann mit der oben aufgeführten Verbundspannung, bei der die Betonschale durchreißt, die Stahlspannung am Beginn der Verbundlänge ausgedrückt werden:

$$\sigma_{s\vartheta}^R = \beta_{SZ\vartheta} \cdot n \cdot 4,8 \left(\frac{c}{d_s} + 0,5 \right) \quad (18)$$

Wird die Spaltzugfestigkeit nach /51/ in die zentrische Zugfestigkeit umgerechnet, so ist ein direkter Vergleich von Glg. (17) mit den in /45/ angegebenen Modellen und Versuchsergebnissen zum Eintreten von Längsrissen mög-

lich, vgl. Bild 5.4. Zu beiden Seiten der mit der mittleren Spaltzugfestigkeit des Betons gerechneten Geraden nach Glg. (17) sind die Linien für die 5 %- und 95 %-Fraktile angegeben. Es ergibt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den Versuchswerten und den Rechenwerten nach Glg. (17).

Das Kriterium der Längsrißbildung nach Glgn. (17) und (18) besitzt natürlich nicht für beliebig große Betondeckungen Gültigkeit. Hier haben die Verbunduntersuchungen ausgewiesen, daß bei einer Betondeckung $c = 5 d_s$ im Temperaturbereich $+ 20\text{ °C}$ bis $- 170\text{ °C}$ keine Längsrisse an den Oberflächen der Ausziehkörper auftraten. Die äußere Betonschale war dick genug, um den Fortschritt der inneren Verbund- und Längsrisse aufzufangen. Bei diesen Probekörpern trat Verbundversagen durch Gleitbruch ein.

Die Bestimmung der Verbundfestigkeit, bei der ein Verbundversagen durch Gleitbruch (ohne Längsrisse) eintritt, kann somit die obere Gültigkeitsgrenze von Glg. (17) liefern. Diese Verbundfestigkeit τ_{vu}^G , Ergebnisse der Ausziehversuche, ist in Abhängigkeit von der Prüftemperatur für unterschiedliche Betongüten und unterschiedliche bezogene Rippenflächen in Bild 5.5 dargestellt. Dabei ist die Verbundfestigkeit auf die temperaturabhängige Zylinderdruckfestigkeit des Betons bezogen. Bei den Versuchen lag der Stab mittig im Verbundkörper, die Betondeckung betrug $c = 5 d_s$. Die Prüftemperatur und die bezogene Rippenfläche üben jeweils keinen einheitlichen Einfluß auf die bezogene Verbundfestigkeit aus, so daß für diese

eine Regressionsanalyse zu keiner Beschreibungsmöglichkeit führte. Daher mußte auf eine Mittelwertbildung zurückgegriffen werden:

$$\tau_{vu\vartheta}^G \cong 0,47 \beta_{C\vartheta} \quad (19)$$

mit $\beta_{C\vartheta}$ nach Glg. (3).

Die Versuchsergebnisse ordnen sich befriedigend um die horizontale Linie nach Glg. (19), vgl. Bild 5.5.

Mit Glgn. (17) und (19) ist nunmehr in Abhängigkeit von der Betongüte und der Tieftemperatur jene Betondeckung bestimmbar, bei der das Durchschlagen von Längsrissen an die Betonoberfläche ausgeschlossen werden kann. Die Auswertung dieser Gleichungen für einen Beton mittlerer Güte und Feuchte ist in Bild 5.6 dargestellt. Demnach bilden sich für diesen Beton bei Betondeckungen größer als rd. $3 d_s$ keine durchgehenden Längsrisse, Verbundversagen tritt durch Gleitbruch ein. Dies steht im Einklang mit den in /15/ für hohe Temperaturen ermittelten Sprengbruchspannungen. Bei diesen Temperaturen trat Sprengbruch nur bei Betondeckungen $c < 3 d_s$ auf.

5.3 Sprengrißbildung bei tiefen Temperaturen

5.3.1 Längsrißbildung im Versuch

Bei den Ausziehversuchen mit exzentrischer Lage des Bewehrungsstabes waren an den Au-

Benflächen der Verbundkörper tieftemperaturgeeignete DMS aufgeklebt worden. Diese waren normal zur Zugrichtung und symmetrisch zur Stabachse am lastseitigen Rand der Verbundlänge angeordnet worden. Mit Hilfe der Betondehnungen ϵ_{bqa} kann die Zugbeanspruchung der Betonschale, insbesondere bei Längsrißbildung, angegeben werden. Der schematische Verlauf der Betonquerdehnung ϵ_{bqa} , abhängig von der Ausziehkraft F , ist in Bild 5.7 dargestellt. Die F - ϵ_{bqa} -Kurve weist bei anfänglicher Belastung einen nahezu linearen Verlauf auf. Dann erfolgt ein Abweichen von der elastischen Linie. Mit sinkender Temperatur wird dieses Abweichen immer geringer. Das Abkrümmen der F - ϵ_{bqa} -Kurve wird durch Mikrorisse im Bereich des DMS bewirkt, die sich allerdings noch nicht zu einem Einzelriß vereinigt haben /52, 53/. Bei der Bildung eines Einzelrisses zeigen die DMS einen Dehnungssprung und zerreißen letztendlich. Die Kraft F^R , bei der Längsrisse zur Oberfläche des Verbundkörpers vordringen, ist der Dehnung ϵ_{bqa} zugeordnet.

Diese in den Ausziehversuchen gemessenen Werte (Verbundspannung und Betonquerdehnung bei Durchreißen der Betonschale) sind in Bild 5.8 in Abhängigkeit von der Prüftemperatur dargestellt (MW aus 3 Versuchen). Die Verbundspannung bei Längsrißbildung wurde dabei auf die jeweilige Verbundfestigkeit bezogen. Es zeigen sich - nahezu unabhängig

von der Tieftemperatur - einheitliche Tendenzen. Bei rd. 90 % der Verbundfestigkeit sind die Längsrisse bis zur Betonoberfläche vorgedrungen. Bis zum Versagen durch Sprengbruch ist also noch eine gewisse Beanspruchungssteigerung möglich. Im Temperaturbereich - 40 °C bis - 80 °C sollte von dieser Belastungssteigerung kein Gebrauch gemacht werden.

Die Verhältnisse nach zyklischer Temperaturbeanspruchung sind ähnlich den bei + 20 °C festgestellten, vergleiche Bild 5.9. Im weiteren wird daher die zyklische Temperaturbeanspruchung als Parameter nicht weiter behandelt, da deren Einfluß bei praktischer Betonfeuchte äußerst gering ist, vgl. Abschn. 4.9 und 4.10.

Aus den gemessenen Betonquerdehnungen können unter Voraussetzung elastischen Materialverhaltens von Beton bei Zug die äußeren Ringzugspannungen ermittelt werden. Der hierzu benötigte Elastizitätsmodul des Betons unter Berücksichtigung des Einflusses tiefer Temperaturen kann für Druckbeanspruchung mit Tabelle 3.3 und Glg. (21) berechnet werden. Daß der Beton-Elastizitätsmodul bei Zug auch bei tiefen Temperaturen in guter Näherung durch den Druck-E-Modul beschrieben wird, ist in /54/ nachgewiesen worden. Somit ergibt sich mit ϵ_{bqa}^R nach Bild 5.7, die äußere Betonringzugspannung bei Sprengrißbildung zu:

$$\sigma_{\varphi a}^R = \epsilon_{bqa}^R \cdot E_{b\vartheta} \quad (20)$$

mit

$$\varepsilon_{bqa}^R \leq \text{krit } \varepsilon_{bqa}$$

$$E_{b\vartheta} = E_{bo} + 4u_m \left(1 - \frac{\vartheta + 170}{190}\right) \quad [\text{kN/mm}^2] \quad (21)$$

Die so ermittelten Betonringzugspannungen sind absolut und auf die Spaltzugfestigkeit bezogen in Bild 5.10 angegeben. Die aus den Versuchsergebnissen abgeleiteten Werte der bezogenen äußeren Betonringzugspannung können im gesamten Temperaturbereich + 20 °C bis - 170 °C durch einen einheitlichen Mittelwert gut angenähert werden:

$$\text{Versuch:} \quad \text{mittel } \sigma_{\varphi a \vartheta}^R / \beta_{SZ \vartheta} = 0,382$$

Mit dem Modell von Abschn. 5.2 ist die Herleitung der Ringzugspannungen auf der Außen- und Innenseite des Betonzugrings bei Längsrißfortschritt bis zur Oberfläche auf analytischem Wege möglich, vgl. Glgn. (12) bis (14). Die Ringzugspannungen an der Außenseite lauten:

$$\sigma_{\varphi a \vartheta}^R / \beta_{SZ \vartheta} \approx 0,40 \quad (22)$$

Dieser Wert steht im Einklang mit dem im Versuch ermittelten s. Bild 5.10.

5.3.2 Sprengbruchverhalten im Versuch

Wie bereits in den Abschn. 4.7 und 4.8 dargestellt, werden die Verbundspannungen bei kleineren Verschiebungen nur gerinfügig von der Stablage im Prüfkörper bzw. von der Betondeckung sowie von einer Querbewehrung beeinflusst. Es ist daher zur Darstellung des Verbundversagens gerechtfertigt, die τ_v -v-Kurven der Ausziehversuche mit unterschiedlichen Stablagen im anfänglichen Verschiebungsbereich zusammenzufassen und nur im Bereich der Verbundfestigkeit die mit der Versagensart verbundenen Unterschiede zu berücksichtigen. Eine entsprechende Darstellung der τ_v -v-Kurven enthalten die Bilder 5.11 und 5.12 in Abhängigkeit von der Tieftemperatur und der bezogenen Rippenfläche.

Bis zur Oberfläche durchgehende Längsrisse und Sprengbrüche wurden nur bei den Versuchen mit exzentrischer Stablage festgestellt. Bei zentrischer Lage, Betondeckung $c = 5 d_s$, versagten alle Ausziehkörper durch Gleitbruch.

Längsrisse, die bis zur Betonoberfläche fortgeschritten sind, aber nicht zum Sprengbruchversagen führten, verweichen den Verbundwiderstand im Bereich hoher Beanspruchungen. Auch die Verbundfestigkeit nimmt deutlich ab. Tiefe Temperaturen und Querbewehrung mindern diese Verweichung. Beim Versagen durch Sprengbruch tritt diese Verweichung i. d. R. nicht ein. Die Verbundfestigkeit wird bereits vorzeitig erreicht. Allerdings hatten sich auch bei diesen Ver-

suchen - vor dem Versagen bei ca. 90 % der Verbundfestigkeit - durchgehende Längsrisse gebildet, vgl. Bild 5.8.

Bei Prüftemperaturen von - 80 °C und - 100 °C wurde bei Randlage des Bewehrungsstabes sowohl Sprengbruch- wie Gleitbruchversagen mit vorheriger Längsrißbildung festgestellt. Diese uneinheitliche Versagensart bei diesen Temperaturen ist in Bild 5.11 und 5.12 angedeutet.

Eine analytische Beschreibung des Beanspruchungszustandes, bei dem Verbundversagen durch Sprengbruch eintritt, kann mit dem in Abschn. 5.2 beschriebenen Modell nicht gelingen. Durch die bis zur Oberfläche reichenden Längsrisse wird das Tragverhalten der jetzt wirksamen Verbundzone nicht mehr mit den idealisierenden Annahmen - Zugring und Kegelstumpfschale - zutreffend abgebildet. Ein analytischer Nachweis wäre nur unter Berücksichtigung des sich einstellenden unsymmetrischen 3-dimensionalen Spannungszustandes möglich. Da, wie in Abschn. 5.1 aufgezeigt, bei einer Nachweisführung mit Hilfe der FEM die Abbildung des realistischen Materialverhaltens der Verbundzone noch nicht gelungen ist, wird bei der Vorhersage von Sprengbrüchen empirisch vorgegangen.

Die Ergebnisse der Ausziehversuche zeigen, daß sich vor dem Versagen durch Sprengbruch i. d. R. bei 90 % der Verbundfestigkeit durchgehende Längsrisse gebildet haben, vgl. Bild 5.8. Im Temperaturbereich - 40 °C bis - 80 °C ist der Abstand zwischen den

Beanspruchungen, die zum Sprengbruch bzw. zu durchgehenden Längsrissen führen, allerdings nur sehr gering. Auf Grundlage dieser Ergebnisse kann die Vorhersage von Sprengbrüchen in Abhängigkeit von der Temperatur an die von Längsrißbildung gekoppelt werden. Für Temperaturen von + 20 °C bis - 40 °C und - 80 °C bis - 170 °C muß der Rechenwert Glg. (17) um 10 % vergrößert werden, so daß mit ihr nunmehr die Verbundspannung $\tau_{vu\vartheta}^S$, diese führt zum Sprengbruch, angebbbar wird:

$$\tau_{vu\vartheta}^S = 1,1 \tau_{v\vartheta}^R = \beta_{SZ\vartheta} \cdot 0,66 \left(2 \frac{c}{d_s} + 1 \right) \quad (23)$$

gültig für $+ 20 \text{ °C} \leq \vartheta \leq - 40 \text{ °C}$
 $- 80 \text{ °C} \leq \vartheta \leq - 170 \text{ °C}$

Für Temperaturen - 40 °C bis - 80 °C gilt Glg. (17) auch für die Verbundspannung $\tau_{vu\vartheta}^S$ vgl. Bild 5.8.

$$\tau_{vu\vartheta}^S = \tau_{v\vartheta}^R \quad (24)$$

Eine Gegenüberstellung der Glgn. (23) und (24) mit den Versuchsergebnissen zum Sprengbruchversagen erfolgt in den Bildern 5.13 und 5.14. Dabei sind die Verbundspannungen $\tau_{vu\vartheta}^S$ über die entsprechenden Stabendverschiebungen v_u aufgetragen und zwar zum einen für extrem tiefe Temperaturen, zum anderen für den Temperaturbereich + 20 °C bis - 100 °C.

Für Prüftemperaturen von - 135 °C bis - 170 °C können die Versuchsergebnisse zum Sprengbruchversagen durch Stabendverschiebungen $v_u \geq 0,1 \text{ mm}$ und Verbundspannungen

$\tau_{vu\vartheta}^S \geq 29 \text{ N/mm}^2$ eingegrenzt werden. Die Begrenzung wird i. w. durch die Versuchsergebnisse der Ausziehkörper mit Ecklage des Bewehrungsstabes bestimmt. Mit Querbewehrung bzw. bei Randlage des Stabes treten Sprengbrüche tendenziell bei größeren Beanspruchungen auf, sowohl bei größeren Verbundspannungen als auch bei größeren Verschiebungen.

Unter Verwendung der mittleren Spaltzugfestigkeit des Betons nach Glg. (4) und den dort angegebenen Fraktilen sind die Ergebnisse von Glg. (23) in Bild 5.13 dargestellt. Für die mittlere Betonzugfestigkeit zeigt Glg. (23) eine gute Übereinstimmung mit der o. g. Eingrenzung der Versuchsergebnisse.

Im Temperaturbereich $+ 20 \text{ }^\circ\text{C}$ bis $- 100 \text{ }^\circ\text{C}$ ist eine einheitliche Begrenzung des Beanspruchungszustandes zur Verhinderung des Sprengbruchversagens nicht möglich. Die Verbundspannungen $\tau_{vu\vartheta}^S$, die zum Sprengbruch führen, weisen in diesem Temperaturbereich eine deutliche Temperaturabhängigkeit auf - niedrige Temperaturen führen zu höheren Verbundspannungen $\tau_{vu\vartheta}^S$. Zusätzlich wird mit sinkenden Temperaturen das Verformungsvermögen des Verbundes deutlich reduziert. Sprengbruch tritt bei niedrigen Temperaturen schon bei geringeren Stabendverschiebungen ein. Eine Eingrenzung der Beanspruchung, die zum Sprengbruch führt, ist anhand der Versuchsergebnisse nur mit einer Treppenkurve möglich, vgl. Bild 5.14. Dabei wird die Begrenzung durch Versuchsergebnisse von Ausziehversuchen mit Ecklage des Bewehrungssta-

bes gebildet. Versuche mit Randlage des Stabes weisen Versagen durch Sprengbruch bei deutlich größeren Stabendverschiebungen auf. Bei Anordnung einer Querbewehrung trat in diesem Temperaturbereich kein Sprengbruchversagen ein.

Auch Glgn. (23) und (24) weisen in diesem Temperaturbereich kein einheitliches Berechnungsergebnis aus, da die Spaltzugfestigkeit zwischen $\vartheta = 20\text{ °C}$ und -100 °C den wesentlichen Teil der Tieftemperaturverfestigung erfährt, vgl. Bild 3.2. Die Ergebnisse von Glgn. (23) und (24) für mittlere Spaltzugfestigkeiten sind in Bild 5.14 in Abhängigkeit von der Tieftemperatur eingezeichnet. Diese stehen im Einklang mit der Begrenzungslinie der Versuchsergebnisse.

5.4 Verschiebungssprünge bei extrem tiefen Temperaturen

5.4.1 Vorbemerkungen

Aus den Darstellungen Bild 4.1 bis 4.17 ist zu entnehmen, daß bei Prüftemperaturen unter -120 °C , unabhängig von den hier untersuchten Parametern, schlagartige Verschiebungssprünge auftreten. Diese Verschiebungssprünge sind daher für den Temperaturbereich $-120\text{ °C} \leq \vartheta \leq -170\text{ °C}$ als charakteristisch zu werten. Die Anzahl dieser Sprünge bis zum Versagen und deren Größe zeigen deutliche Abhängigkeiten: Die Zahl der Sprünge wird i. w. von der Temperatur und weniger von der Betongüte und -feuchte beeinflusst;

die Größe der Verschiebungssprünge hängt von der Beanspruchungshöhe und von der Betondeckung ab.

5.4.2 Versuchsergebnisse zum Auftreten von Verschiebungssprüngen

Zur Aufklärung des Mechanismus der Verschiebungssprünge wurden Ausziehversuche mit zentrischer Lage sowie mit Rand- und Ecklage des Bewehrungsstabes durchgeführt. Mit innerhalb der Verbundlänge in einer Nut des Stabes angeordneten DMS wurde die Stahlspannungsverteilung während des Versuchs kontinuierlich aufgezeichnet. Hieraus wurden dann die Verbundspannungen bei Verschiebungssprüngen bestimmt.

Bild 5.15 zeigt τ_v -v-Kurven dieser Versuche. Die Kreise geben jene Beanspruchung an, an denen die Darstellung der Stahl- und Verbundspannungsverläufe entlang der Verbundlänge erfolgt. Im Vergleich mit den in Abschn. 4 dargestellten Versuchsergebnissen zeigen diese τ_v -v-Kurven die typischen temperaturabhängigen Verläufe und Versagensarten, so daß eine allgemein gültige Aussage möglich ist.

Durch die Schrägstellung der Rippen und der damit in Längs- und Umfangsrichtung des Stabes verbundenen ungleichmäßigen Eintragung der Verbundkräfte ergeben sich in den Querschnitten des Stabes Dehnungsgradienten. Da nur eine Aussage über das mittlere Verbundverhalten entlang der Stabachse erfolgen kann, wurde der in Umfangsrichtung des Sta-

bes unterschiedliche Verbundabtrag nicht weiter verfolgt. Für die Auswertung wurden die aus den Dehnungsmessungen berechneten Stahlspannungen der jeweils gegenüberliegenden DMS gemittelt.

Die Stahlspannungen entlang der Verbundlänge sind für $-170\text{ }^{\circ}\text{C}$, mittige Lage des Stabes mit $c = 5 d_s$ und Ecklage mit $c = 2 d_s$, in Bild 5.16 dargestellt. Bei den dargestellten Laststufen sind schlagartige Spannungsabnahmen bzw. -zunahmen an hintereinanderliegenden Meßstellen zu beobachten.

Es ist bekannt, daß die Berechnung von Verbundspannungen aus Stahldehnungen gegenüber kleinen Meßfehlern sehr empfindlich ist. Dies muß bei der quantitativen Beurteilung der rechnerischen Verbundspannungen berücksichtigt werden. Die qualitativen Aussagen, zur Verbundspannungsänderung infolge von Verschiebungssprüngen bleiben davon allerdings unberührt.

Die aus den Spannungsdifferenzen zwischen den Meßstellen ermittelten Verbundspannungen sind für Versuche mit zentrischer und exzentrischer Lage des Stabes sowohl bei RT als auch bei TT in den Bildern 5.18 bis 5.20 dargestellt.

Bei RT entwickelt sich die Verbundspannungsverteilung für große und kleine Betondeckung mit steigender Belastung ähnlich. Bei niedriger Belastung zeigen die Verbundspannungen am Beginn der Verbundlänge eine ausgeprägte Spitze, die zum Ende der Verbundlänge stetig abfällt. Bei Annäherung an die Verbundfe-

stigkeit ergibt sich ein völliger Verlauf der Verbundspannungen. Sprunghafte Veränderungen der Verbundspannungen konnten bei den Versuchen bei Raumtemperatur nicht festgestellt werden.

Bei TT dagegen sind schon bei geringer Beanspruchung sprunghafte Änderungen in der Verbundspannungsverteilung festzustellen, s. Bild 5.19 und 5.20, die vermutlich auf einzelne radiale Verbundrisse zurückzuführen sind. Diese führen noch zu keinem Verschiebungssprung, da nicht angerissene Betonkonsolen dies verhindern. Erst bei vermehrter radialer Ribbildung kann es zu Sprüngen kommen. Die Verbundspannung wird dann über der gesamten Verbundlänge verändert. Da aber die Verbundrisse schmal sind, werden Größe und Verteilung der Verbundspannungen kaum beeinflusst. Der Verschiebungssprung bleibt klein. Große Verschiebungssprünge treten erst bei hohen Beanspruchungen auf. Die Verbundspannung wird dadurch auf der gesamten Verbundlänge verändert.

In Bild 5.20 ist im mittleren Bereich der Verbundlänge bei steigender Beanspruchung ein örtlicher Abfall der Verbundspannung zu erkennen. Ein Versagen der Konsolen in diesem Bereich kann nicht unterstellt werden, da bei weiterer Belastung wieder das volle Mittragen dieses Bereiches vorliegt. Hier ist vor Laststufe 3 örtlich eine verhältnismäßig große Verformung der Verbundzone eingetreten, durch Lunker o. ä., die zu der Entlastung des Mittenbereiches geführt haben.

Auch bei den TT-Versuchen waren die Verbundspannungen entlang der kurzen Verbundlänge $l_v = 3 d_s$ nicht konstant. Wie bei RT bildet sich am Beginn der Verbundlänge ein Maximum aus. Ob es mit diesen Beobachtungen weiterhin gerechtfertigt ist, Verbundgesetze auf Basis mittlerer Verbundspannungen zu formulieren, wird nachstehend diskutiert.

In Anlehnung an die Vorgehensweise bei der bereichsweisen Zuordnung realistischer Betoneigenschaften kann eine entsprechende Verfügung für die Beschreibung der Verbundeigenschaften übernommen werden. Es ist heute unbestritten, daß das Trag- und Verformungsverhalten durch diskrete Betoneigenschaften an einzelnen Punkten nicht zutreffend charakterisiert wird, sondern daß dieses nur mit dem Verhalten einer die heterogene Betonstruktur kennzeichnenden, repräsentativen Volumeneinheit RVE beschreibbar ist /55, 56/. Die RVE besitzt mittlere Materialeigenschaften. Die Größe der RVE und deren Materialverhalten hängen bei Beton vom Größtkorndurchmesser $\max D_K$ ab. Die RVE kann man sich als Würfel mit einer Kantenlänge $D_E \approx 2,3 \max D_K$ vorstellen. Wird diese Art der Beschreibung mittlerer Materialeigenschaften auf die der Verbundwirkung übertragen, so ist es erforderlich, die Verbundcharakteristiken nicht an speziellen Punkten zu formulieren, sondern auch hier mittlere Verbundkenndaten für eine repräsentative Verbundlänge zu definieren. Die hier verwendete Verbundlänge $l_v = 3 d_s$ entspricht in etwa der Kantenlänge eines RVE ($\max D_K = 16 \text{ mm}$). Es ist deshalb bei der Entwicklung von Verbundgesetzen vertretbar die in

den Versuchen ermittelten, mittleren Verbundspannungen als Grundlage zu nutzen.

5.4.3 Deutung des Verformungsmechanismus

Wie bereits in Abschn. 5.1 dargelegt, kommt es bei steigender Beanspruchung zu örtlichen Gefügezerstörungen des Betons unter den Rippen und zu von den Rippen ausgehenden radialen Verbundrissen. Bei weiterer Beanspruchung entstehen Längsrisse, die vom Bewehrungsstab nach außen fortschreiten. Die Bildung der Verbund- und Längsrisse erfolgt bei RT nicht schlagartig. Das Entstehen von Mikrorissen bewirkt einen weichen Übergang vom ungerissenen zum gerissenen Zustand. In einigen Arbeiten wird dieser weiche Übergang als Zugplastizität des Betons bezeichnet.

Bei tiefen Temperaturen verschwindet dieser weiche Übergang. So zeigen die σ - ϵ -Diagramme von Beton bei mittigem Druck und Tieftemperatur ein nahezu ideal-elastisches Verhalten. Dies gilt auch für Zug. Die bei RT infolge der Ribbildung parallel zur Belastungsrichtung bewirkte Verweichung des Druckwiderstands wird bei TT durch die temperaturbedingte höhere Festigkeit der Einzelkomponenten des Betons und durch die erhöhte Haftzugfestigkeit zwischen Matrix und Zuschlag verhindert. Bei TT zerbersten die Druckproben bei Erreichen der Festigkeit schlagartig. Ein "strain-softening" mit fallendem Spannungsast wird bei TT nicht beobachtet.

Der Verformungsmechanismus von Druckproben bei TT ist auch auf die Verbundzone übertragbar. Bei extrem tiefen Temperaturen werden die durch die Kraftausstrahlung bewirkten Verbundrisse nicht aus dem stetigen Zusammenschluß von Mikrorissen entstehen, sondern diese werden sich nach Überwinden der Haftfestigkeit zwischen Matrix und Zuschlag bzw. der Zugfestigkeit der Einzelkomponenten vermutlich schlagartig ausbreiten. Die durch die Bildung weniger Einzelrisse bewirkte plötzliche Verweichung der Verbundzone führt zu einer plötzlichen Verschiebungszunahme des Bewehrungsstabes.

Die Verschiebungssprünge bei TT können somit auf die Verformungen und Risse in der Verbundzone zurückgeführt werden. Die anfänglich kleinen Verschiebungssprünge werden durch radiale Verbundrisse bewirkt. In Bild 5.21 sind die zum ersten Sprung gehörigen Verbundspannungen τ_v in Abhängigkeit von der Stabendverschiebung dargestellt. Diese stellen sich ab einer Temperatur $\vartheta \leq -120^\circ\text{C}$ ein. Durch Auswertung von Glgn. (7) und (16) für unterschiedliche Ausstrahlungswinkel α erhält man die unteren Grenzen $\tau_{v\vartheta}^R$ für den Beginn der Längsrißbildung. Ob Verschiebungssprünge, die bei Beanspruchungen oberhalb dieser Grenzen auftraten, ausschließlich auf Längsrißbildung zurückzuführen sind, bleibt spekulativ, da ein Kriterium zur Verbundrißbildung nicht bekannt ist. Die großen Verschiebungssprünge bei hoher Beanspruchung können dagegen eindeutig der Bildung und dem Fortschritt von Längsrissen zugeordnet werden. Dies kann durch Vergleich der Ergebnisse bei gro-

Bei großer und kleiner Betondeckung nachgewiesen werden. Dazu werden die Verbundspannungen bei großen Verschiebungssprüngen jenen bei Sprengbrüchen in Bild 5.22 gegenübergestellt. Bei großer Betondeckung sind die großen Verschiebungssprünge mit den ungefähr gleichen Verbundspannungen und Stabendverschiebungen verbunden wie die Sprengbrüche bei kleiner Betondeckung. Somit muß der zum Sprengbruch gehörige Verformungsmechanismus, vergleiche Abschn. 5.3, auch für große Verschiebungssprünge zutreffen. Der dort beschriebene Längsrißfortschritt kann bei kleinen Betondeckungen von der äußeren Betonschale nicht aufgefangen werden, bei großen Betondeckungen liegt dagegen eine noch genügend große Steifigkeit der Betonschale vor, s. auch Bild 5.6. Die Verbundspannung τ_{vu}^S nach Glg. (23), mit der der Sprengbruch vorhergesagt wird, ist für $\vartheta \leq -120^\circ\text{C}$ also auch jene, bei der große Verschiebungssprünge auftreten.

5.4.4 Begrenzung der Verbundspannung gegenüber Verschiebungssprüngen

Für tiefkalte Bauteile aus Stahlbeton und Spannbeton, die durch außergewöhnliche Lastfälle in den gerissenen Zustand II treten können, werden Rißnachweise unter dem Gesichtspunkt der Gas- und Flüssigkeitsdichtigkeit erforderlich. Durchmesser, Abstände und Betondeckung der Stäbe der schlaffen Bewehrung müssen aber nicht nur vor dem Hintergrund tolerierbarer Rißbreiten gewählt werden. Darüber hinaus ist das Durchschlagen von Längsrissen und das damit verbundene

Absprengen der Betondeckung zu unterbinden. Dies führt, wie in Abschn. 5.3 aufgezeigt, zu einer Begrenzung der Verbundspannungen.

Bei RT sichert bereits die Beschränkung auf den anfänglichen Verschiebungsbereich $v \leq 0,3 \text{ mm}$, daß die Rißbreite ein tolerierbares Maß nicht übersteigt. Im Tieftemperaturbereich ist eine derartige, einzige Begrenzung nicht mehr statthaft. Zwar wird der Verbundwiderstand infolge TT deutlich versteift aber auf der anderen Seite können schon bei mittlerer Beanspruchung schlagartige große Verschiebungssprünge auftreten, die die positive TT-Versteifung ins Gegenteil wandeln. Die Ausnutzung der hier vorgestellten Verbund-Stoffgesetze sollte demnach nur soweit erfolgen, daß größere Verschiebungssprünge $\Delta v > 0,1 \text{ mm}$, die zu Gesamtverschiebungen $v \geq 0,3 \text{ mm}$ führen, mit Sicherheit nicht auftreten. Eine solche Begrenzung der Verbundspannung auf Grundlage aller Versuchsergebnisse zeigt Bild 5.23.

Größere Verformungen können bei Katastrophenlastfällen zugelassen werden, da bei diesen Lastfällen nur die augenblickliche Standsicherheit von Interesse ist. Bei RT erfolgt daher in diesem Fall ein Nachweis gegenüber den Festigkeiten der Baustoffe. Auch dieses Vorgehen ist für den Tieftemperaturbereich in Bezug auf den Verbundwiderstand nicht sinnvoll. Zwar versagen Verbundkörper mit großer Betondeckung durch Gleitbruch, ein definierbares Resttragvermögen existiert dagegen nicht. Die Verbund-Stoffgesetze sollten daher bei TT auch für Katastrophenberechnungen nicht voll aus-

genutzt werden, sondern vor Auftreten des letzten großen Verschiebungssprunges begrenzt werden, vgl. Bild 5.24, so daß ein Tragvermögen in jedem Fall noch gegeben ist.

6 Verbundgesetz für tiefe Temperaturen

6.1 Vorbemerkungen

Zur analytischen Beschreibung der Verformungen und der Rißbildung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen im Zustand II wählt man heute bevorzugt den sogenannten verbundorientierten Weg. Hierzu ist die Vorgabe eines Stoffgesetzes des verschieblichen Verbundes erforderlich. Die bislang verwendeten, finiten Stoffgesetze des Verbunds wurden aus Ausziehversuchen abgeleitet und meist noch gegenüber den Beobachtungen idealisiert.

Die Ableitung eines Stoffgesetzes aus den τ_v - v -Beziehungen von Ausziehversuchen ist aus mehreren Gründen angreifbar: Zum einen, weil man die konstante Verteilung der Verbundspannung über die Verbundlänge voraussetzt und zum anderen, weil sich der Spannungszustand im Ausziehkörper von dem in einem mit Rissen behafteten Stahlbetonbauteil unterscheidet. Trotz dieser Einschränkungen wird auch in dieser Arbeit so vorgegangen; die bisherige Erfahrung zeigt, daß dieses Vorgehen eine brauchbare Abschätzung der Rißbildung und des Verformungsverhaltens erlaubt.

6.2 Entwicklung eines TT-Verbundgesetzes

6.2.1 Rechenansatz der τ_v -v-Beziehung bei Tieftemperatur

Im folgenden wird von einem für normale Temperaturen gebräuchlichen, finiten Stoffgesetz des verschieblichen Verbundes der Form

$$\tau_v = \beta_w \cdot A \cdot v^N \quad (25)$$

ausgegangen /4/, das für tiefe Temperaturen erweitert werden muß. Die Schwächen dieses Ansatzes sind bekannt, um einige zu nennen:

- a) Es ist zu bezweifeln, ob die Verbundspannung nur von der Verschiebung abhängt. Die örtliche Stahldehnung ist ebenfalls von Einfluß /14, 57/.
- b) Der Ansatz impliziert nichtlineare Elastizität, dies wird vom Versuch nicht bestätigt.
- c) Der Ansatz vermag nur den ansteigenden Ast der τ_v -v-Linien bis zu Verschiebungen von $v \lesssim 0,4 \div 0,5$ mm zutreffend zu beschreiben. Das Maximum der τ_v -v-Beziehung im verschiebungsgesteuerten Versuch und deren fallender Ast können mit Glg. (25) nicht erfaßt werden.
- d) Er vernachlässigt den Haftverbund.

Die Vernachlässigung des Haftverbundes ist bei Tieftemperatur hinnehmbar, weil er zur Verbundfestigkeit einen nur unwesentlichen

Beitrag liefert. Auch die eingeschränkte Beschreibung der experimentellen τ_v -v-Linien ist bei TT tolerierbar. Die Versuche zeigen, daß bei den in der Praxis üblichen Betondeckungen bei tiefen Temperaturen $-120\text{ °C} \leq \vartheta \leq -170\text{ °C}$ die Bildung von Längsrissen das Tragverhalten bestimmt, Gleitbrüche werden nicht erzielt.

Für die Anpassung des Gesetzes nach Glg. (25) an die TT-Versuchsergebnisse sind folgende Ergänzungen erforderlich:

- 1) Der Verbundwiderstand muß auf die temperaturabhängige Betondruckfestigkeit bezogen werden, um so die temperaturbedingte Verfestigung des Betons zu berücksichtigen. Die Zylinderdruckfestigkeit $B_{C\vartheta}$ wird als Bezugsgröße gewählt (s. Glg. 3).
- 2) Die Versuchsergebnisse zeigen, daß die Steigerung des Verbundwiderstandes nur zum Teil über die tieftemperaturbedingte Verfestigung des Betons zu erklären ist. Auch andere Einflüsse infolge TT, wie die veränderten Mechanismen bei der Verbundrißbildung, sind zu berücksichtigen.
- 3) Der Einfluß der Lage des Bewehrungsstabes beim Betonieren in Bezug zur Beanspruchungsrichtung wurde nicht untersucht und kann daher nicht erfaßt werden. Das Verbundgesetz wird für beim Betonieren stehende und in Betonierrichtung gezogene Stäbe entwickelt.

Das TT-Verbundgesetz wird wie folgt formuliert:

$$\tau_{v\vartheta} = \beta_{C\vartheta} a(\vartheta) v^{B(\vartheta)} \quad (26)$$

Hierin bedeuten:

$$a(\vartheta) = (C_1 + C_2 \cdot f_R) \cdot f_1(\vartheta)$$

C_1 : Reibungsanteil, abhängig von der Oberflächenbeschaffenheit des Bewehrungsstabes zwischen den Rippen

$C_2 \cdot f_R$: Scheranteil, abhängig von der bezogenen Rippenfläche

$$B(\vartheta) = C_3 \cdot f_2(\vartheta).$$

Damit ergibt sich folgende Schreibweise:

$$\tau_{v\vartheta} = \beta_{C\vartheta} (C_1 + C_2 f_R) f_1(\vartheta) v^{C_3 f_2(\vartheta)} \quad (27)$$

Die Bestimmung der Koeffizienten und der Temperaturfunktionen der Glg. (27) erfolgt in Abschn. 6.2.2, der Gültigkeitsbereich des Verbundgesetzes wird in Abschn. 6.2.3 diskutiert.

6.2.2 Anpassung des Rechenansatzes an die Versuchsergebnisse

Die Koeffizienten von Glg. (26) wurden durch Regressionsrechnung aus den experimentellen τ_v -v-Beziehungen bestimmt. Mit Glg. (26) gelingt die brauchbare Anpassung an die Versuchswerte nur bis zu einer Verschiebung von 0,3 mm. Trat in den Versuchen vor dieser Stabendverschiebung von 0,3 mm ein Sprengbruch oder ein großer Verschiebungssprung

ein, so wurde die Regression nur bis zu dieser Beanspruchung durchgeführt. Bild 6.1 enthält beispielhaft die Ergebnisse der Regressionsrechnung in Abhängigkeit von der Temperatur in Form von τ_v - v -Diagrammen. Dabei geben die dargestellten Kurven den Mittelwert aus jeweils 3 Versuchen wieder. Es ist eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Ausziehversuche, s. Bild 4.13, feststellbar. Die Güte der Anpassung zeigt das Bestimmtheitsmaß r^2 , das in jedem Fall $\geq 0,95$ betrug. Einen Überblick über die aus der Regressionsrechnung ermittelten mittleren Koeffizienten des TT-Verbundgesetzes geben in Abhängigkeit von der bezogenen Rippenfläche die Bilder 6.2 bis 6.4.

Der Faktor $a(\vartheta)$ und der Exponent $B(\vartheta)$ nehmen mit sinkender Temperatur zu. Zwischen der bezogenen Rippenfläche und dem Faktor $a(\vartheta)$ besteht Proportionalität. Die Abhängigkeit dieser Koeffizienten von der Betonfeuchte, von der Lage des Bewehrungsstabes im Ausziehkörper (Betondeckung) und von einer Querbewehrung kann dagegen durch die Regression nicht angegeben werden; die Ergebnisse sind uneinheitlich. Tendenziell ergeben sich für feuchte Betone steifere TT-Verbundgesetze als für Betone mit geringer und mittlerer Feuchte.

Zur Erfassung des Einflusses tiefer Temperaturen und der bezogenen Rippenfläche auf die Koeffizienten des Verbundgesetzes, wurden die Berechnungsergebnisse ($a(\vartheta)$, $B(\vartheta)$) einer linearen Regression unterzogen, um die Konstanten C_1 , C_2 und C_3 sowie die Funktionen $f_1(\vartheta)$ und $f_2(\vartheta)$ der Glg. (27) zu bestimmen.

Da die Versuchsergebnisse beträchtlich streuen, werden hier nur die Mittelwerte der Rechenergebnisse angegeben und durch eine Bandbreite ergänzt, die mindestens 90 % der Versuchswerte erfaßt:

$$C_1 = 0,06$$

$$C_2 \pm \Delta C_2 = 8,64 \pm 2,0$$

$$C_3 \pm \Delta C_3 = 0,46 \pm 0,10$$

$$f_1(\vartheta) = 1 - 0,68 \frac{\vartheta - 20}{190}$$

$$f_2(\vartheta) = 1 - 0,39 \frac{\vartheta - 20}{190}$$

Eine Gegenüberstellung dieser Rechenergebnisse für die Koeffizienten der Glg. (27) mit denen der Glg. (26) in Abhängigkeit von Temperatur und bezogener Rippenfläche zeigen die Bilder 6.2 bis 6.4. Die Versuchsergebnisse werden von der Berechnung gut abgedeckt.

Das Verbundgesetz ist nunmehr für den Bereich tiefer Temperaturen angebar:

$$\tau_{v\vartheta} = \beta_{C\vartheta} \left[0,06 + (8,64 \pm 2,0) f_R \right] \left(1 - 0,68 \frac{\vartheta - 20}{190} \right) \cdot \sqrt{(0,46 \pm 0,10) \left(1 - 0,39 \frac{\vartheta - 20}{190} \right)} \quad (28)$$

Die Ergebnisse der Glg. (28) sind in Bild 6.5 in Abhängigkeit von der bezogenen Rippenfläche für RT und - 170 °C dargestellt. Dabei sind neben den Mittelwerten die Grenzwerte der Bandbreite ausgewertet. Bei der Anwendung des TT-Verbundgesetzes sollten zur Einschränkung der Bandbreite folgende Tendenzen beachtet werden:

- bei großen Betondeckungen ($c/d_s = 5,0$) gilt:
 $C_2 = 8,64 \div 10,64$ und $C_3 = 0,46$
- bei kleinen Betondeckungen ($c/d_s = 2,0$) gelten mittlere Koeffizienten
- für Betone mit hoher Festigkeit ergeben sich steife Verbundgesetze:
 $C_2 = 6,84 \div 8,64$ und $C_3 = 0,36$
- bei sehr feuchten Betonen gelten im Tieftemperaturbereich
 $C_2 = 6,84$ und $C_3 = 0,36$.

Unter Beachtung dieser Anmerkungen wurde das TT-Verbundgesetz, Glg. (28), für die Bedingungen der einzelnen Ausziehversuche ausgewertet. Die Bilder 6.6 und 6.7 zeigen beispielhaft die Gegenüberstellung dieser Berechnungsergebnisse und der Versuchsergebnisse. Es zeigt sich eine befriedigende Übereinstimmung.

Wie in Abschn. 4.9 aufgezeigt, haben zyklische Tieftemperaturbeanspruchungen bei Betonen mit geringer bis mittlerer Feuchte nur einen sehr geringen Einfluß auf den Verbundwiderstand. Regressionsrechnungen zur Anpassung der Versuchsergebnisse zyklisch temperaturbeanspruchter Ausziehkörper an Glgn. (26) und (27) erbrachte daher bei Einführung der zugehörigen Betondruckfestigkeit keine Unterschiede zu den bei RT festgestellten Rechenergebnissen. Somit ist auch in diesem Fall Glg. (28) gültig, allerdings ist $\vartheta = + 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ und die für zyklische Temperaturbeanspruchungen gültige Betondruckfe-

stigkeit einzuführen.

Das TT-Verbundgesetz gilt mit folgenden Einschränkungen:

- Zugrichtung gleich Betonierrichtung
- Betondeckung $c \geq 2 d_s$
- Stabdurchmesser $8 \text{ mm} \leq d_s \leq 18 \text{ mm}$
- $0,058 \leq f_R \leq 0,087$
- max. Relativverschiebung $\max v \leq 0,3 \text{ mm}$.

Anhand einiger Begleitversuche kann eine Erweiterung der Gültigkeit des TT-Verbundgesetzes auf Betonstähle mit $f_R < 0,058$ angegeben werden. Für glatte Stäbe wurde $C_3 = 0,22$ und für gerippte Spannstähle mit kleinem Stabdurchmesser $C_3 = 0,14$ ermittelt. Die zuvor angegebenen Konstanten C_1 und C_2 und Funktionen $f_1(\vartheta)$ und $f_2(\vartheta)$ behalten auch in diesen Fällen ihre Gültigkeit.

Eine Übertragung des TT-Verbundgesetzes, Glg. (28), auf andere Lagen des Bewehrungsstabes - oben bzw. unten liegend, oder stehend in Setzrichtung gezogen - kann in erster Näherung mit den in /58, 49/ angegebenen Verhältnisswerten erfolgen. Dort wird nachgewiesen, daß im Verschiebungsbereich $v = 0$ bis $0,5 \text{ mm}$ die Lage des Bewehrungsstabes einen etwa konstanten Einfluß auf die Größe des Verbundwiderstandes ausübt.

6.2.3 Gültigkeitsbereich des TT-Verbundgesetzes

Mit Glg. (28) ist für den Bereich tiefer Temperaturen $+ 20\text{ °C} \leq \vartheta \leq - 170\text{ °C}$ der Bezug zwischen der Verbundspannung und der Relativverschiebung zwischen Beton und Bewehrungsstahl durch ein mittleres Verbundgesetz formuliert worden. Bei der Regressionsanalyse konnten nicht die vollständigen, im Versuch ermittelten τ_v -v-Kurven zugrundegelegt werden, da die Leistungsfähigkeit des gewählten Rechenansatzes und die z. T. diskontinuierlichen Kurvenverläufe Begrenzungen erforderlich machten. Des weiteren grenzt das Verbundversagen bei TT den vorgesehenen Beschreibungsbereich des Verbundgesetzes ein, denn bei kleinen Betondeckungen tritt schon bei geringen Stabendverschiebungen Verbundversagen durch Sprengbruch ein.

Die Versuchsergebnisse, mit denen die Erfordernis dieser Begrenzungen aufgezeigt wird, sind bereits in den Abschn. 4 und 5 dargestellt worden. Zur übersichtlichen Darstellung des Gültigkeitsbereichs des TT-Verbundgesetzes werden diese Ergebnisse sowie die Berechnungsgleichungen zu deren Beschreibung hier stichpunktartig aufgelistet:

- Versagen durch Gleitbruch: Bild 5.5, Glg. (19)
- Begrenzung gegenüber großen Verschiebungssprüngen bei $\vartheta \leq - 120\text{ °C}$: Bilder 5.25 und 5.23, Glg. (23)
- Versagen durch Sprengbruch: Bilder 5.13 und 5.14, Glgn. (23) und (24)
- Längsrisse: Bilder 5.6 und 5.10, Glg. (17).

Kleine Verschiebungssprünge erfordern keine Begrenzungen.

Der Einfluß einer Querbewehrung auf diese Begrenzungen des Beschreibungsbereiches des TT-Verbundgesetzes konnte anhand der Versuchsergebnisse quantitativ nicht nachgewiesen werden. Allerdings zeigen diese folgende Tendenzen auf:

- Die Querbewehrung hat für die Längsrißbildung nur untergeordnete Bedeutung, vgl. /48/ und Bilder 5.8 und 5.10. Somit kann Glg. (17) auch für diesen Fall in guter Näherung angewendet werden.
- Das Sprengbruchversagen wird durch eine Querbewehrung nachhaltig beeinflusst. In Abhängigkeit von der Größe der Querbewehrung wird der Übergang vom Gleit- zum Sprengbruch zu tieferen Temperaturen verschoben. Somit ist hier die Gültigkeit der Glgn. (23) und (24) nicht uneingeschränkt gegeben. Dies gilt im verstärkten Maße für den Temperaturbereich + 20 °C bis - 100 °C. Bei Temperaturen unter - 100 °C treten Gleit- oder Sprengbrüche bei den Ausziehversuchen mit und ohne Querbewehrung bei etwa gleichen Beanspruchungen auf, vgl. Bilder 4.15 bis 4.17, so daß Glg. (23) auch bei Anordnung einer Querbewehrung in diesem Temperaturbereich als Begrenzung des Verbundgesetzes dienen kann.

Unter Beachtung der Begrenzungen kann der Anwendungsbereich des TT-Verbundgesetzes, Glg. (28), angegeben werden. Dies ist bei-

spielhaft für einen Beton mittlerer Festigkeit und Feuchte sowie für einen Bewehrungsstahl nach DIN 488 in den Bildern 6.8 und 6.9 geschehen. Zum einen sind die Grenzen der τ_v -v-Beziehungen in Abhängigkeit von der Tieftemperatur dargestellt und zum anderen die maximal zulässigen Verschiebungen in Abhängigkeit von der Betondeckung und der Tieftemperatur. Mit Glg. (28) sind im Tieftemperaturbereich bei kleinen Betondeckungen die τ_v -v-Beziehungen bis zur Verbundfestigkeit (Sprengbruch) beschreibbar. Dies gelingt bei großen Betondeckungen nicht. Bei Temperaturen unter $-120\text{ }^{\circ}\text{C}$ bewirken große Verschiebungssprünge die vorzeitige Begrenzung.

Bei Entlastung und Wiederbelastung kann im Definitionsbereich des TT-Verbundgesetzes ein starr-plastisches Verbundverhalten angenommen werden. Bei Überschreiten der Verbundfestigkeit (Gleit- oder Sprengbruch) fällt im TT-Bereich die Verbundspannung schlagartig auf Null ab. Es existiert kein definiertes Resttragvermögen.

7 Zusammenfassung

Während sich das Wissen über die Tieftemperatureigenschaften der Einzelkomponenten der Baustoffe Stahl- und Spannbeton immer mehr vervollständigt, befaßten sich bisher nur wenige Arbeiten mit dem Verbundverhalten bei tiefer Temperatur. Berücksichtigt man, daß neben der Prüftemperatur eine große Anzahl von Parametern das Verbundverhalten beeinflussen, so wird das Defizit an Versuchser-

gebnissen zum Verbund bei tiefen Temperaturen deutlich. Mit der vorliegenden Forschungsarbeit werden Versuchsergebnisse und ein Berechnungsmodell vorgelegt, mit denen der Einfluß tiefer Temperaturen auf das Verbundtragverhalten zutreffend beschrieben werden kann.

Das Verbundverhalten einbetonierter Rippenstäbe bei tiefen Temperaturen wurde in Ausziehversuchen bestimmt. Neben der systematischen Variation der Prüftemperatur wurden auch zyklische Temperaturbeanspruchungen berücksichtigt. Wegen der Vielzahl der Parameter konnte bei diesen Untersuchungen nur eine Auswahl wesentlicher Einflußgrößen in das Versuchsprogramm einfließen. Dies waren neben der Tieftemperatur: die Betonfeuchte, die Betongüte, die Stahlprofilierung, der Stabdurchmesser, die Betondeckung, die Lage im Prüfkörper, eine Querbewehrung und eine Vorlast.

Für die verwendeten Baustoffe, Lagerungs- und Versuchsbedingungen können die wesentlichen Versuchsergebnisse wie folgt stichpunktartig angegeben werden:

- Tieftemperaturzyklen beeinflussen die Verbundfestigkeit in nur geringem Maße, wenn die vollständige Sättigung des Porensystems verhindert wird.
- Durch tiefe Temperaturen wird der Verbund zunehmend verfestigt und versteift. Dies geschieht bei Betonen mit geringer Festigkeit ausgeprägter als bei hochfesten Betonen.

- Die Betonfeuchte übt auf die Größe der tieftemperaturbedingten Steigerung des Verbundwiderstandes einen entscheidenden Einfluß aus.
- Unter Temperaturen von $-120\text{ }^{\circ}\text{C}$ verändert sich das Verbundverhalten grundlegend. Schon bei geringer Beanspruchung treten schlagartige Relativverschiebungen auf, deren Häufigkeit und Größe von der Beanspruchungshöhe und der Betondeckung abhängen. Diese Verschiebungssprünge sind auf die veränderten Verformungsmechanismen der Verbundzone zurückzuführen.
- Das Verformungsvermögen der Verbundzone wird bei großer Betondeckung durch Temperaturabsenkung anfänglich gesteigert und sinkt ab Temperaturen unter $-100\text{ }^{\circ}\text{C}$ wieder auf die für RT gültigen Werte. Dabei wird bei extrem tiefen Temperaturen die Größe der maximalen Verschiebung i. w. durch große Verschiebungssprünge bestimmt.
- Die Bildung von Längsrissen und das Verbundversagen durch Sprengbruch wird bei kleinen Betondeckungen durch tiefe Temperaturen deutlich gefördert. Das Verformungsvermögen der Verbundzone nimmt bei kleinen Betondeckungen durch tiefe Temperaturen drastisch ab. Hier ist die Abhängigkeit von der Lage des Bewehrungsstabes zu beachten.
- Eine Querbewehrung kann das Auftreten von Längsrissen nicht verhindern. Sie verschiebt aber das Auftreten von Sprengbrüchen in Abhängigkeit von der Größe dieser

Querbewehrung zu tieferen Temperaturen.

- Der bei RT festgestellte Einfluß von Stahlprofilierung und Stabdurchmesser bleibt bei TT erhalten.
- Eine Temperaturbeanspruchung von vorbelasteten Verbundkörpern erbringt keine zusätzlichen Abhängigkeiten.
- Eine direkte Proportionalität zwischen Verbundspannungen und der Betondruckfestigkeit für den Bereich tiefer Temperaturen kann nicht abgesichert angegeben werden. Zwischen Verbundfestigkeit und Betondruckfestigkeit kann auch im Tieftemperaturbereich Proportionalität vorausgesetzt werden.
- Ein Bezug zwischen TT-Betonzugfestigkeit und der τ_v -v-Beziehung besteht nicht.

Die Versuchsergebnisse weisen einen deutlichen Einfluß tiefer Temperaturen auf die Längsrißbildung, das Auftreten von Sprengbrüchen und Verschiebungssprüngen auf. Dies steht im unmittelbaren Zusammenhang mit der durch tiefe Temperaturen veränderten Verbund- und Längsrißbildung. Das Tragverhalten der Verbundzone konnte durch ein Modell abgebildet werden. Mit diesem Modell wird die Begrenzung der Verbundspannungen möglich, so daß Längsrisse, Sprengbrüche und große Verschiebungssprünge ausgeschlossen werden.

Die in den Versuchen ermittelten τ_v -v-Kurven wurden durch Regressionsrechnungen an eine vorgegebene Potenzfunktion angepaßt. Ein daraus ermitteltes TT-Verbundgesetz kann die hier vorgestellten Versuchsergebnisse befriedigend genau wiedergeben. Allerdings ist zu überprüfen, wie dieses Rechengesetz auf Stahlbetonbauteile übertragen werden kann. Dies wird z. Zt. in laufenden TT-Versuchen an Dehnkörpern und Biegebalken untersucht. Hierüber wird an anderer Stelle berichtet. Die Beschreibung des Verbundverhaltens in Übergreifungsstößen bei tiefen Temperaturen ist nur auf Grundlage entsprechender TT-Versuche möglich.

8 Literatur

- / 1/ Bruggeling, A.S.G.: Prestressed concrete for the storage of liquefied gases. Viewpoint Publication, Cement and Concrete Association, London, 1981
- / 2/ Preliminary recommendations for the design of prestressed concrete containment structures for the storage of refrigerated liquefied gases (RLG). FIP-Guide to Good Practice, Sept. 1982
- / 3/ Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. DAFStb, Heft 138, 1961

- / 4/ Noakowski, P.: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur. DAFStb, Heft 296, 1978

- / 5/ CEB: Bond action and bond behaviour of reinforcement. State-of-the-Art Report, Bulletin d' Information No. 151, 1982

- / 6/ Rostásy, F.S.; Rohling, A.: Konstitutives Stoffgesetz des Verbundverhaltens von einbetoniertem Bewehrungsstahl, Arbeitsbericht II/1: Literaturstudie. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig Feb. 1984

- / 7/ Rohrschneider, O.: Vergleich verschiedener Prüfverfahren für Verbundeigenschaften der Betonstähle. Diplomarbeit, TU München, 1975

- / 8/ Janovic, K.: Bericht über den neuen konsolenförmigen Ausziehkörper als Vorschlag für ein allgemeingültiges Verbundverfahren. Bericht Nr. 1349 des Lehrstuhls für Massivbau der TU München, 1979

- / 9/ FIP/RILEM: Bond test for reinforcing steel. Matériaux et Construction, Vol. 3, Nr. 15, 1970

- /10/ Wölfel, E.; Krüger, F.: Verbundverankerung von Spannstählen - Zulassungsprüfung und Anwendungsbedingungen. Mitteilungen des IfBt 6/1980

- /11/ Hjorth, O.: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. Dissertation, TU Braunschweig, 1975

- /12/ Vos, E.: Influence of loading rate on bond behaviour of reinforcing steel and prestressing strands. Matériaux et Constructions No. 85, 1982

- /13/ Rostásy, F.S.; Rohling, A.: Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauteilen - Untersuchung des Verbundkriechens als Ursache für Rißbreitenvergrößerung. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Okt. 1984

- /14/ Eifler, A.: Verbundverhalten zwischen Beton und geripptem Betonstahl sowie sein Einfluß auf inelastische Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken. Forschungsbericht 96, Bundesanstalt für Materialprüfung Berlin, Okt. 1983

- /15/ Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben. Dissertation, TU Braunschweig, 1984

- /16/ Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Dissertation, TU Braunschweig, 1982

- /17/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Eigenspannungszustand in Stahl- und Spannbetonkörpern infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Beton und Stahl bei tiefen Temperaturen, siehe Teil 1 dieses Heftes

- /18/ Goto, Y.; Miura, T.: Experimental studies on properties of concrete cooled to about minus 160 °C. Technology Reports, Tohoku University, Vol. 44, No. 2, 1979

- /19/ Goto, Y.; Miura, T.: Mechanical properties of reinforced concrete members at very low temperatures. Concrete Library of JSCE Vol. 1, Juli 1983

- /20/ Yamane, S.; Kasami, H.; Okuno, T.: Properties of concrete at very low temperatures. ACI Special Publication SP 55-9, pp. 207 - 221

- /21/ Miura, T.: Strength of lap splices of reinforcing bars at very low temperatures. Transactions of the Japan Concrete Institute Vol. 3, 1981

- /22/ Miura, T.: Effect of the properties of transverse reinforcing bars on the behaviour of lap splices at very low temperatures. Transactions of the Japan Concrete Institute Vol. 5, 1983

- /23/ Pfützenreuther, K.-H.: Verbundverhalten von Betonstahl im Tieftemperaturbereich. Dipl.-Arb. Universität Essen, 1982

- /24/ Schäper, M.: Tieftemperaturbeanspruchungen von Spannbetonsicherheitsbehältern bei Speichersystemen für verflüssigte Gase. Dissertation Universität Essen, 1984

- /25/ Bamforth, P.B.; Murray, W.T.; Browne, R.D.: The application of concrete property data at cryogenic temperature to LNG tank design. Beitrag zur 2. International Conference on Cryogenic Concrete, Okt. 1983, Amsterdam

- /26/ Vandewalle, L.; Mortelsmans, F.: Investigation of the bond stress between a reinforcement bar and concrete under cryogenic conditions. Beitrag zur 2. International Conference on cryogenic Concrete, Okt. 1983, Amsterdam

- /27/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Verbund und innerer Zwang von einbetoniertem Bewehrungsstahl bei tiefer Temperatur. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Juni 1984

- /28/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen

Temperaturen, Teil 4: Verbundspannungen bei tiefen Temperaturen. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, April 1985

- /29/ Scheuermann, J.: Verbundverhalten einbetonierten Betonrippenstahls bei extrem tiefer Temperatur. Forschungsarbeiten 1978 - 1983, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Heft 65, 1984

- /30/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Stahlbeton- und Spannbetontanks zur Lagerung tiefkalter verflüssigter Erdgase - Versuche zur Ribzähigkeit und zum Bruchverhalten. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Okt. 1984

- /31/ FIP: Cryogenic behaviour of materials for prestressed concrete. State of art report, May 1982

- /32/ Rostásy, F.S.: Verfestigung und Versprödung von Beton durch tiefe Temperaturen. Fortschritte im konstruktiven Ingenieurbau. G. Rehm Festschrift, Wilhelm Ernst + Sohn, 1984

- /33/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen. Teil 1 und 2, Forschungsbericht, Institut für Baustoff-

fe, Massivbau und Brandschutz, TU
Braunschweig, Dez. 1984

- /34/ Scheuermann, J.; Sprenger, K.-A.;
Rostásy, F.S.: Thermische Dehnung
von Beton bei tiefen Temperaturen und
gleichzeitiger einachsiger Druckbean-
spruchung. Mitteilungsblatt für die
amtliche Materialprüfung in Nieder-
sachsen 84/85

- /35/ Rostásy, F.S.; Scheuermann, J.; Wie-
demann, G.: Verhalten von Spann- und
Bewehrungsstahl bei tiefen Temperatu-
ren. Betonwerk + Fertigteil-Technik 2
und 3/82

- /36/ SIA - Technische Norm 162 - Ausgabe
1968. SIA - Zürich, 1968

- /37/ Hohberg, J.-M.: Flüssiggasbehälter
aus Spannbeton. Dipl.-Arb., TU Ber-
lin 1980

- /38/ Rostásy, F.S.: Baustoffe. Verlag
W. Kohlhammer, Stuttgart 1983

- /39/ Dörr, K.F.; Mehlhorn, G.; Stauder,
W.; Uhlisch, D.: Berechnung von
Stahlbetonscheiben im Zustand II bei
Annahme eines wirklichkeitsnahen
Werkstoffverhaltens.
DAfStb, Heft 238, 1974

- /40/ Martin, H.: Zusammenhang zwischen
Oberflächenbeschaffenheit, Verbund
und Sprengwirkung von Bewehrungsstäh-
len unter Kurzzeitbelastung. DAfStb,

Heft 228, 1973

- /41/ Frackmann, W.: Über die Bildung und die Öffnungsweite von Rissen von Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen.
Bauplanung-Bautechnik, Heft 12, 1973
- /42/ Hahn, V.: Über die Verbundwirkung des Querrippenstahls. Dissertation, TH Stuttgart, 1952
- /43/ Broms, B.B.: Technique for investigation of internal cracks in reinforced concrete members. ACI-Journal, Jan. 1965
- /44/ Goto, Y.: Cracks formed in concrete around deformed tension bars. ACI-Journal, April 1971
- /45/ Tepfers, R.: Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars. Magazine von Concrete Research, März 1979
- /46/ Trost, H.; Cordes, H.; Thormählen, U.; Hagen, H.: Teilweise Vorspannung, Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rißbildung und Rißbreitenbeschränkung. DAfStb Heft 310, 1980
- /47/ Lutz, A.; Gergely, P.: Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete. ACI-Journal, Nov. 1967

- /48/ Eligehausen, R.: Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden. DAFStb, Heft 301, 1979
- /49/ Schober, H.: Ein Modell zur Berechnung des Verbundes und der Risse im Stahl- und Spannbetonbau. Dissertation, Universität Stuttgart, 1984
- /50/ Markus, G.: Theorie und Berechnung rotationssymmetrischer Bauwerke. Werner Verlag, Düsseldorf, 1967
- /51/ Rüschi, H.: Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit. Beton 2/1975
- /52/ Bonzel, J.: Ein Beitrag zur Frage der Verformung des Betons. beton 2/71
- /53/ Eibl, J.; Iványi, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. DAFStb, Heft 260, 1976
- /54/ Rostásy, F.S.; Pusch, U.: Ingenieurmäßiges Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbeton bei sehr tiefen Temperaturen, Teil 6: Verformungsverhalten von Wandausschnitten bei tiefen Temperaturen. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, in Vorbereitung
- /55/ Iványi, G.: Zugfestigkeit von Beton in örtlich veränderlichen Beanspruchungszuständen - Gradientenwirkung.

Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1976

- /56/ König, G.; Jahn, M.: Über die verschiedenen Erscheinungsformen der Betonzugfestigkeit und ihre Bedeutung für das Tragverhalten von Massibauten. Beton- und Stahlbetonbau 78, 9 und 10/1983

- /57/ Kobarg, J.: Verankerung axialbeanspruchter Bewehrungsstäbe im Beton unter Querbeanspruchung. Forschungsbericht, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie. Universität Karlsruhe, Aug. 1984

- /58/ Martin, H.; Noakowski, P.: Verbundverhalten von Betonstählen, Untersuchungen auf der Grundlage von Ausziehversuchen. DAfStb, Heft 319, 1981

- /59/ Rehm, G.: Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit hochwertigem Verbund. Festschrift Rüschi, Wilhelm Ernst + Sohn, Berlin - München, 1969

- /60/ Hilsdorf, H. K.: Austrocknung und Schwinden von Beton. Festschrift Rüschi, Wilhelm Ernst + Sohn, 1969

Tabelle 3.1: Übersicht über die Versuchsreihen

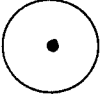




Auszieh- körper	Bez.	Beton	Betonstahl	bezogene Rippenfl.	Beton- überd.	Verbundlänge	Lagerungsart	Beanspruchung
	TV	1:6,4:0,8	BSt 420/500 RUS Ø 8 mm	0,072	10d _s	3d _s , 4d _s , 5d _s	in Folie	Tieftemperatur
	TW	1:6,4:0,8	BSt 420/500 RU Ø 16 mm	0,067	5d _s	3d _s , 4d _s , 5d _s	in Folie	"
	VL1	1:6,4:0,8	BSt 420/500 RU Ø 16 mm	0,067	5d _s	3d _s	20/65	"
	VL2	1:6,4:0,8	BSt 420/500 RU Ø 16 mm	0,067	5d _s	3d _s	u. Wasser	"
	VR1	1:5,4:0,6	BSt 420/500 RU Ø 16 mm	0,067	5d _s	3d _s	in Folie	"
	VR2	1:5,4:0,6	BSt 420/500 RU Ø 16 mm	0,058	5d _s	3d _s	in Folie	"
	VN1	1:6,4:0,8	BSt 420/500 RU Ø 16 mm	0,058	5d _s	3d _s	in Folie	"
	VN2	1:6,4:0,8	BSt 420/500 RU Ø 16 mm	0,058	5d _s	3d _s	in Folie	Temperaturzyklen ohne Vorlast
	VZ	1:6,4:0,8	BSt 420/500 RU Ø 16 mm	0,058	5d _s	3d _s	in Folie	Temperaturzyklen mit Vorlast
	VG	1:6,4:0,8	BSt 220/340 GU Ø 16 mm	R _m =0,075 mm	5d _s	5d _s	in Folie	Tieftemperatur
	WC	1:6,4:0,8	BSt 420/500 RU Ø 16 mm	0,058	5d _s , 5d _s	3d _s	in Folie	"
	WD	1:6,4:0,8	BSt 420/500 RUS Ø 16 mm	0,087	5d _s , 5d _s	3d _s	in Folie	"
	WA1	1:6,4:0,8	BSt 420/500 RU Ø 16 mm	0,058	2d _s , 5d _s	3d _s	in Folie	"
	WA2	1:6,4:0,8	BSt 420/500 RU Ø 16 mm	0,058	2d _s , 5d _s	3d _s	in Folie	Temperaturzyklen ohne Vorlast
	WE	1:6,4:0,8	BSt 420/500 RUS Ø 16 mm	0,087	2d _s , 5d _s	3d _s	in Folie	Tieftemperatur
	WB	1:6,4:0,8	BSt 420/500 RU Ø 16 mm	0,058	2d _s , 2d _s	3d _s	in Folie	"
	WF2	1:6,4:0,8	BSt 420/500 RUS Ø 16 mm	0,087	2d _s , 2d _s	3d _s	in Folie	"
	WF1	1:6,4:0,8	BSt 420/500 RUS Ø 16 mm	0,087	2d _s , 2d _s	3d _s	in Folie	Temperaturzyklen ohne Vorlast
	WG	1:6,4:0,8	BSt 420/500 RUS Ø 16 mm A _q : Ø 6 mm	0,087	2d _s , 2d _s	3d _s	in Folie	Tieftemperatur
	WH	1:6,4:0,8	BSt 420/500 RUS Ø 16 mm A _q : Ø 10 mm	0,087	2d _s , 2d _s	3d _s	in Folie	"

Tabelle 3.2: Zusammensetzung der verwendeten Betone und Prüfergebnisse bei Raumtemperatur

Betongüte	B25	B45	B55
Mischungsverhältnis GT in % (Zement:Zuschlag:Wasser)	1:6,4:0,8	1:5,4:0,6	1:4,5:0,43
Zementgehalt in kg/m ³	286	339	409
Zuschlag GT in %			
0/ 2 mm	50	30	35
2/ 8 mm	40	48	25
8/16 mm	10	22	40
Würfeldruckfestigkeit in N/mm ²			
nach 28 Tagen	32	52	67
bei Versuchsdurchführung	34	56	-

Tabelle 3.3: Prüfergebnisse des Betons

Versuchs- serie	Würfeldruckfestigkeit		E_b	Alter bei VD
	nach 28 Tg	bei VD		
	N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²	Tage
VG	30	32	22,1	257
VL	33	34	20,7	195
VN1	29	32	20,7	111
VN2	25	27	20,4	79
VR	50	50	24,1	180
VZ	32	36	21,4	181
TV	28	32	21,4	145
TW	36	38	22,5	131
WA1	29	31	$\beta_{SZ}=2,8$ N/mm ²	
WA2	29	29		330
WB	31	34	21,7	307
WC	35	34	22,1	257
WD	37	39	22,4	108
WE	35	39	25,2	273
WF1	34	37	25,8	268
WF2	33	38	24,6	238
WG	32	34	20,9	286
WH	34	37	21,6	277

VD: Versuchsdurchführung

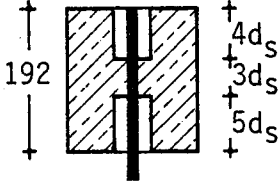
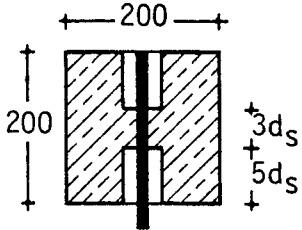
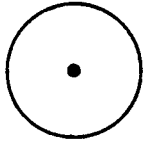
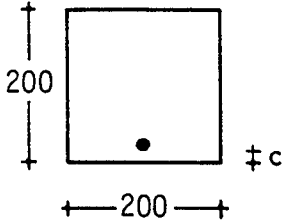
Tabelle 3.4: Eigenschaften der verschiedenen Betonstähle
bei Raumtemperatur

Betonstahlgüte	d_s	$R_{p0,2}$	R_m	A_{10}	f_R
	mm	N/mm ²	N/mm ²	%	--
BSt 220/340 GU	16	260	344	38,8	⁺⁺ ($R_m=0,075$) mm
BSt 420/500 RU	16	575	790	16,4	0,058
	16	438	635	22,1	0,067
BSt 420/500 RUS	16	545	645	19,0	0,087
	8	467	593	26,3	0,072
BSt 1100 ⁺	18	1204	1402	9,0	0,076

+ Spezialanfertigung mit Rippung nach DIN 488

++ R_m hier Rauhtiefe

Tabelle 3.5: Geometrische Ausbildung der Versuchskörper

	Zylinder	Würfel
Längsschnitt		
Querschnitt	 $\pm \varnothing 172 \pm$	 $\pm c$
Stabdurchmesser	16 mm	16 mm
Querschnitt	$\varnothing 172$ mm	200/200 mm
Höhe	192 mm	200 mm
Verbundlänge	3 d_s	3 d_s
Betondeckung	$\sim 5 d_s$	2 d_s

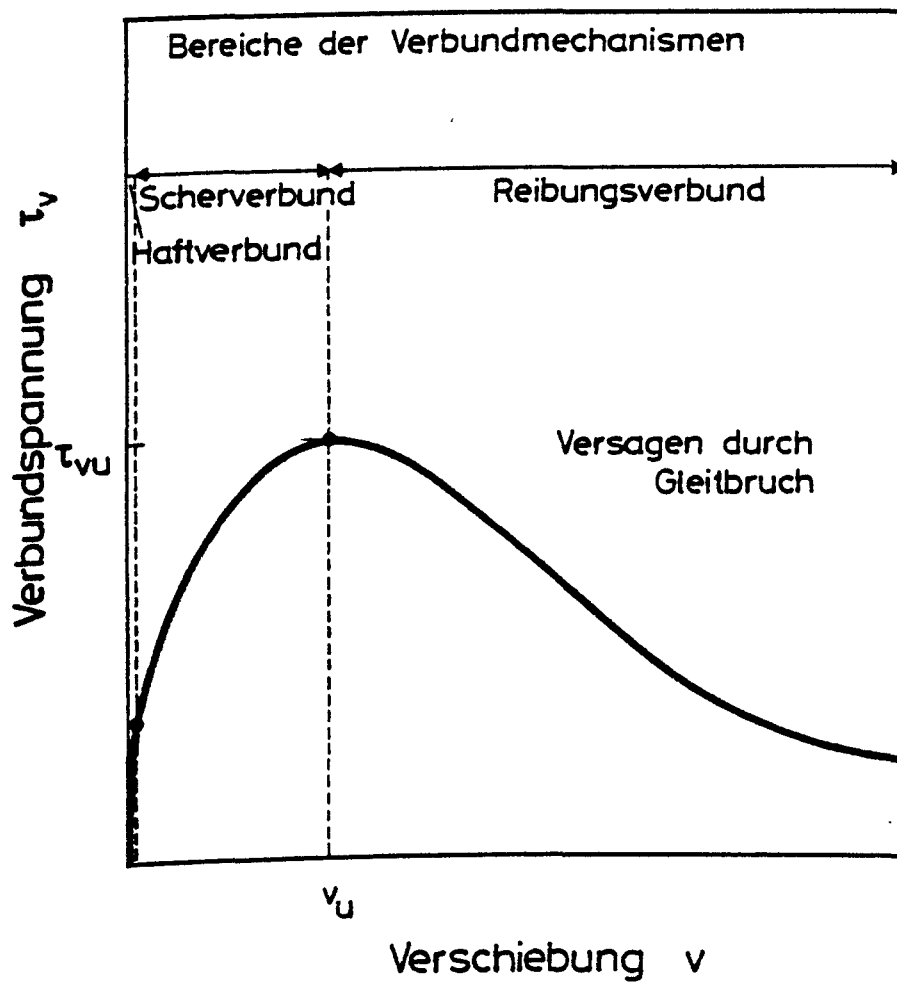


Bild 2.1: Qualitative Darstellung der Verbundspannung-Verschiebungsbeziehung gerippter Bewehrungsstähle

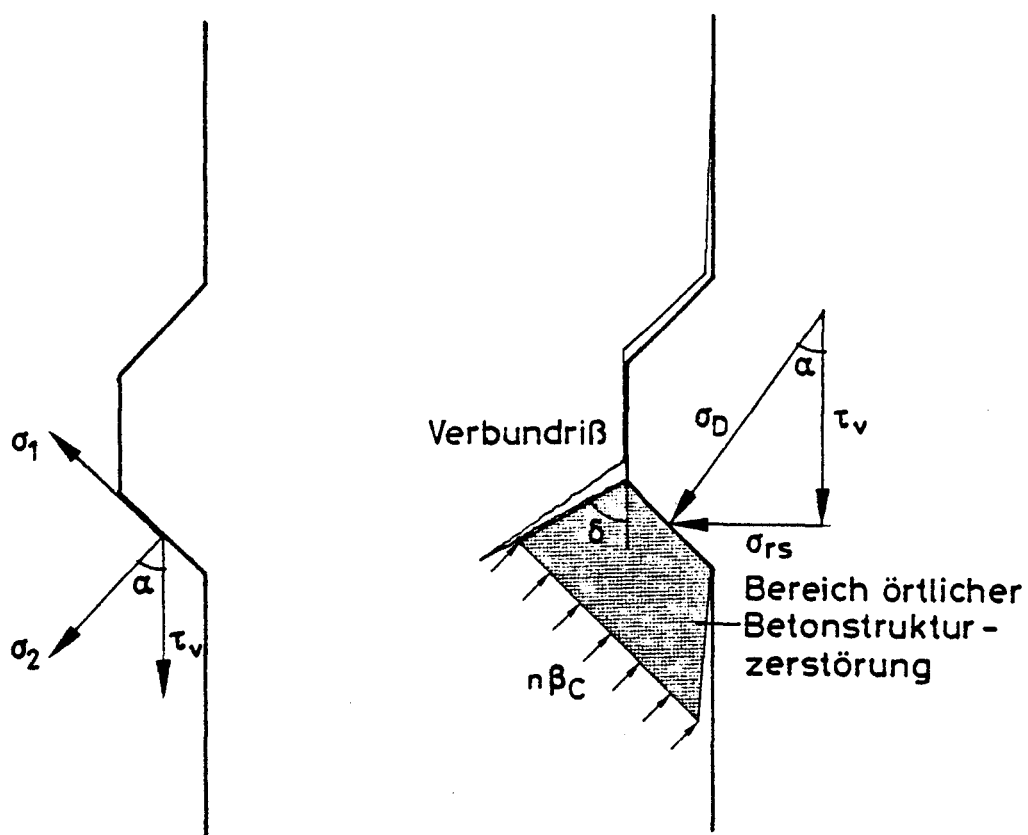
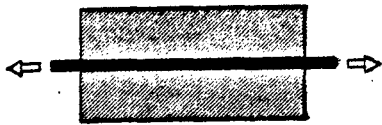


Bild 2.2: Kraftausstrahlung im Bereich der Betonkonsolen
vor und nach innerer Rißbildung

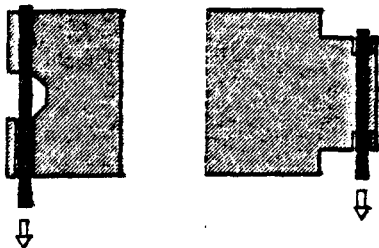
a) Dehnkörper



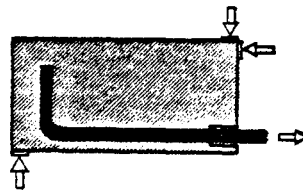
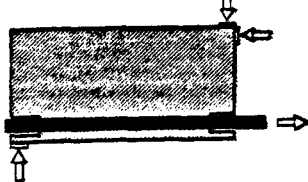
Spleißkörper



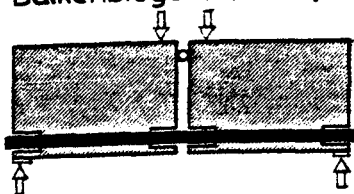
b) konsolartiger Ausziehkörper



c) Balkenendkörper



d) Balkenbiegeversuch (beam-test)



e) Ausziehkörper (pull-out-test)

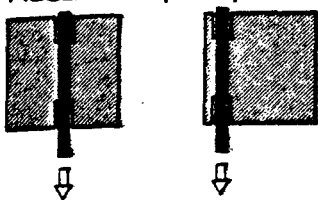


Bild 2.3: Gebräuchliche Versuchskörper für Verbunduntersuchungen

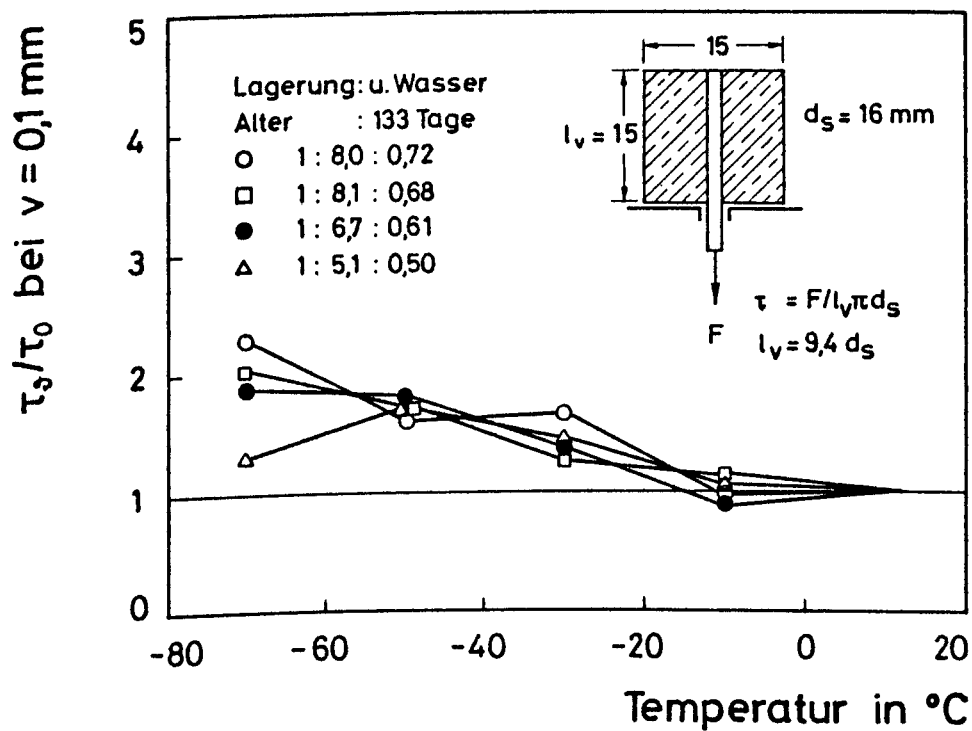


Bild 2.4: Bezogene Verbundspannung bei einem Endschlupf von 0,1 mm in Abhängigkeit von der Tieftemperatur nach /20/

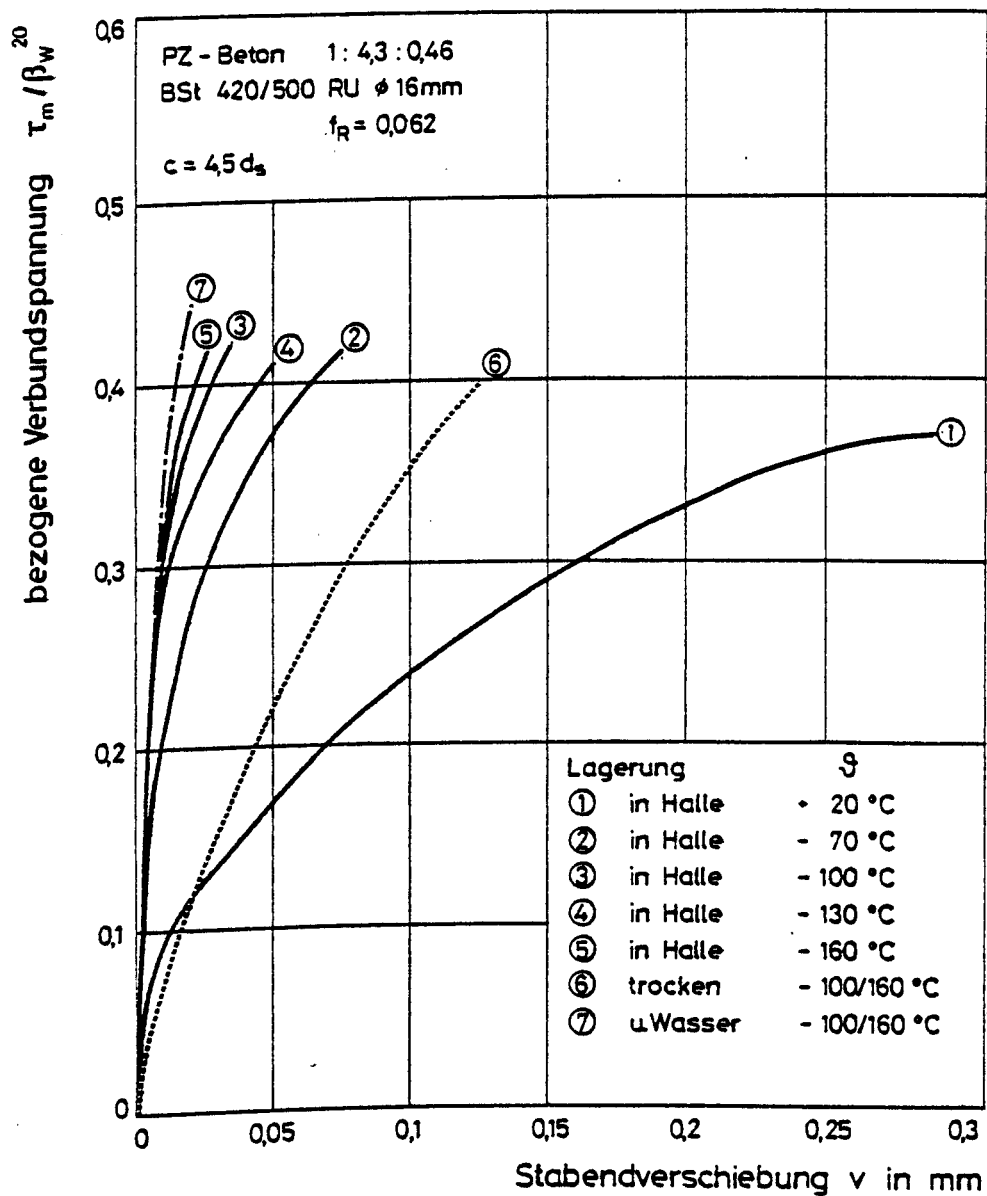


Bild 2.5: Mittlere Verbundspannung - Verschiebungskurven
 nach /23/

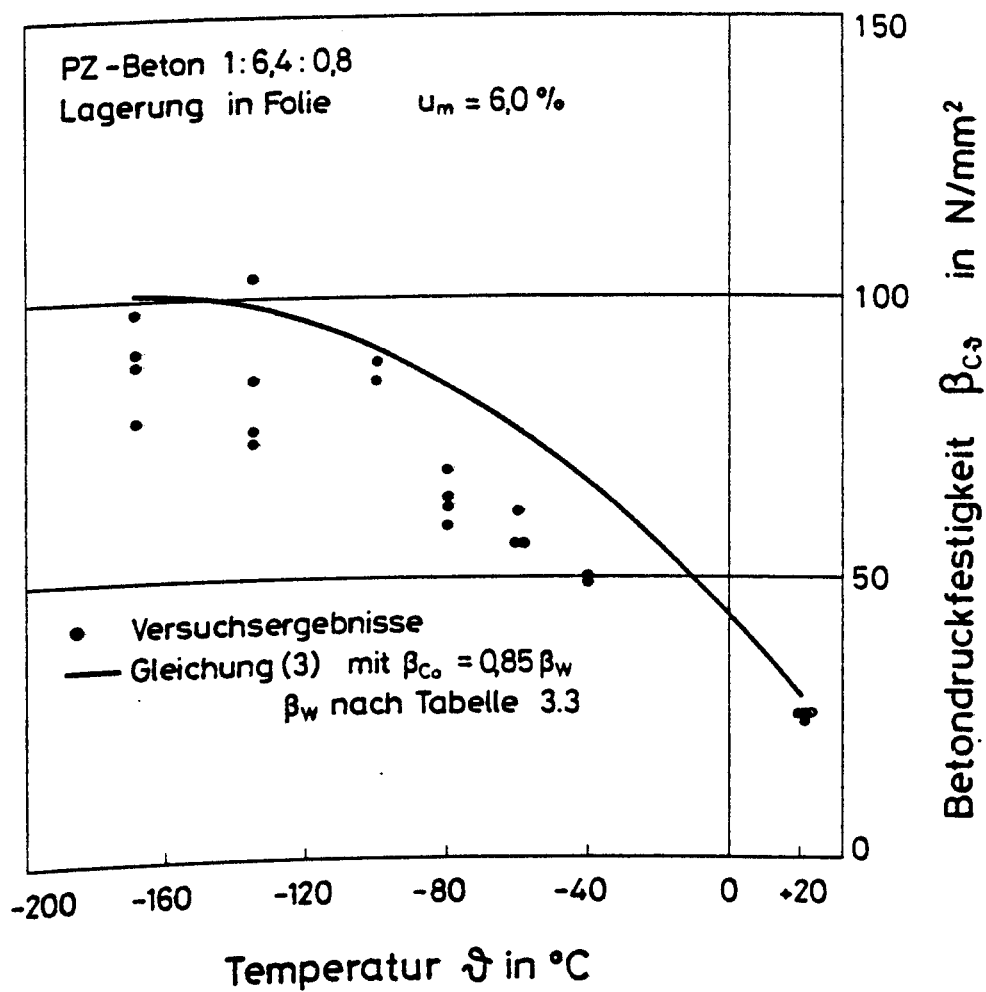


Bild 3.1: Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit von der Tieftemperatur

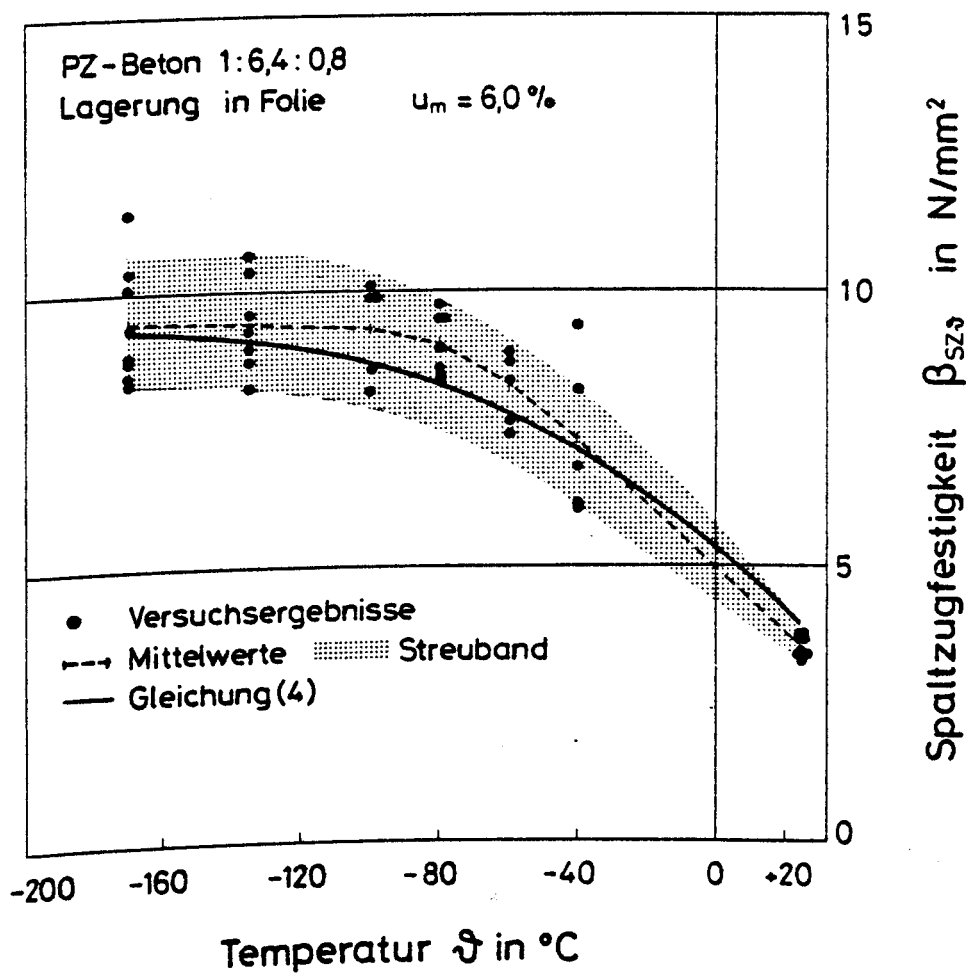


Bild 3.2: Spaltzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Tieftemperatur

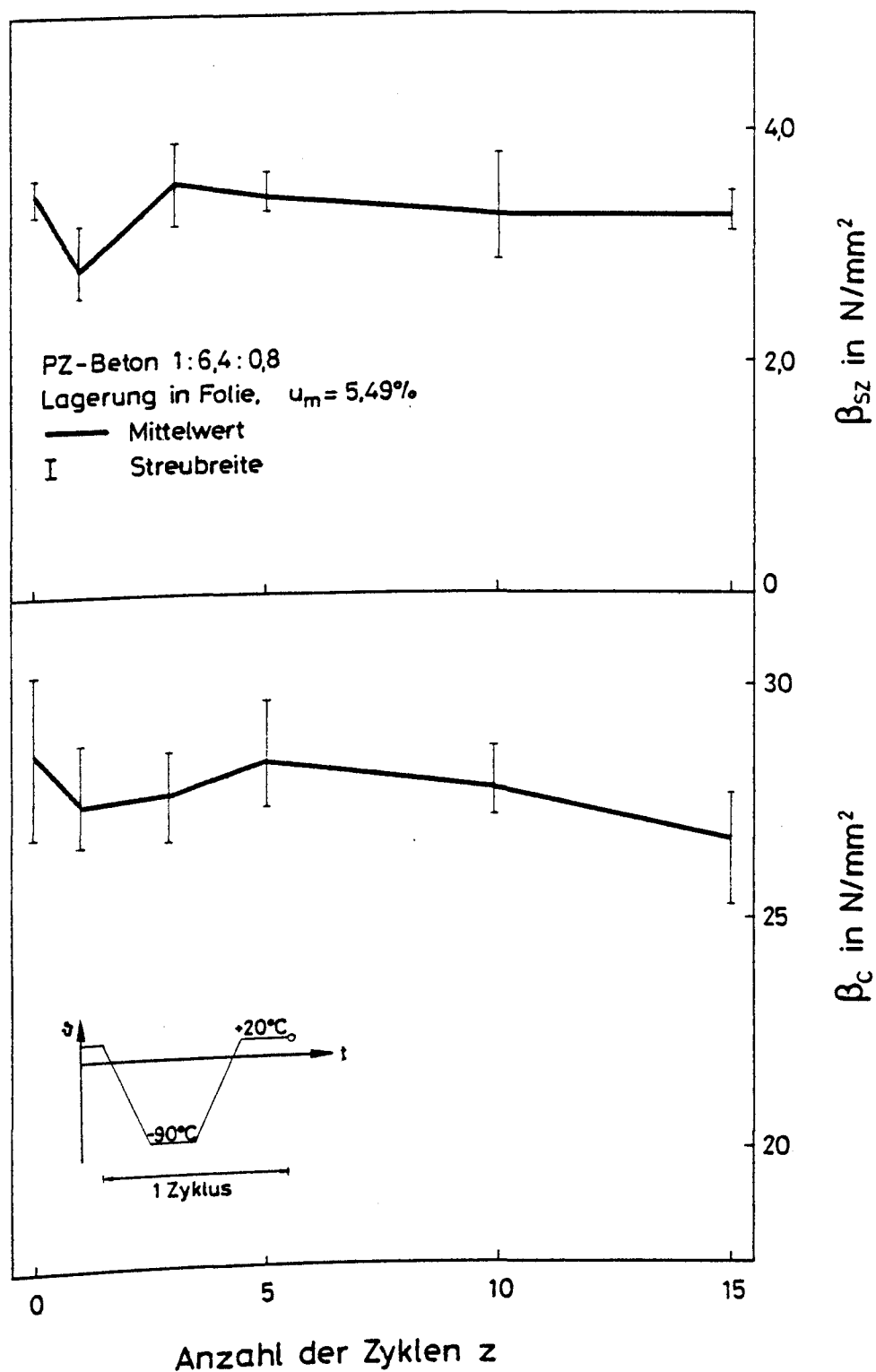


Bild 3.3: Betondruckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit
in Abhängigkeit von Tieftemperaturzyklen

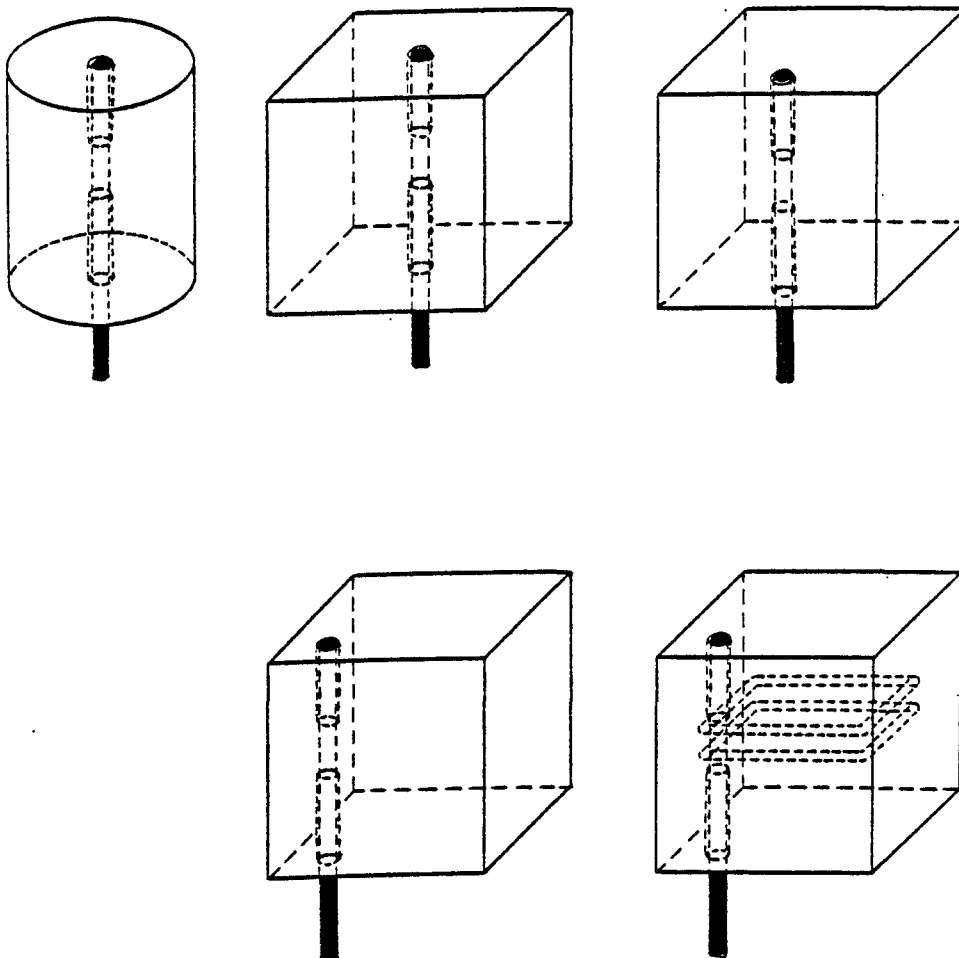


Bild 3.4: Versuchskörper für Tieftemperatur-Ausziehversuche

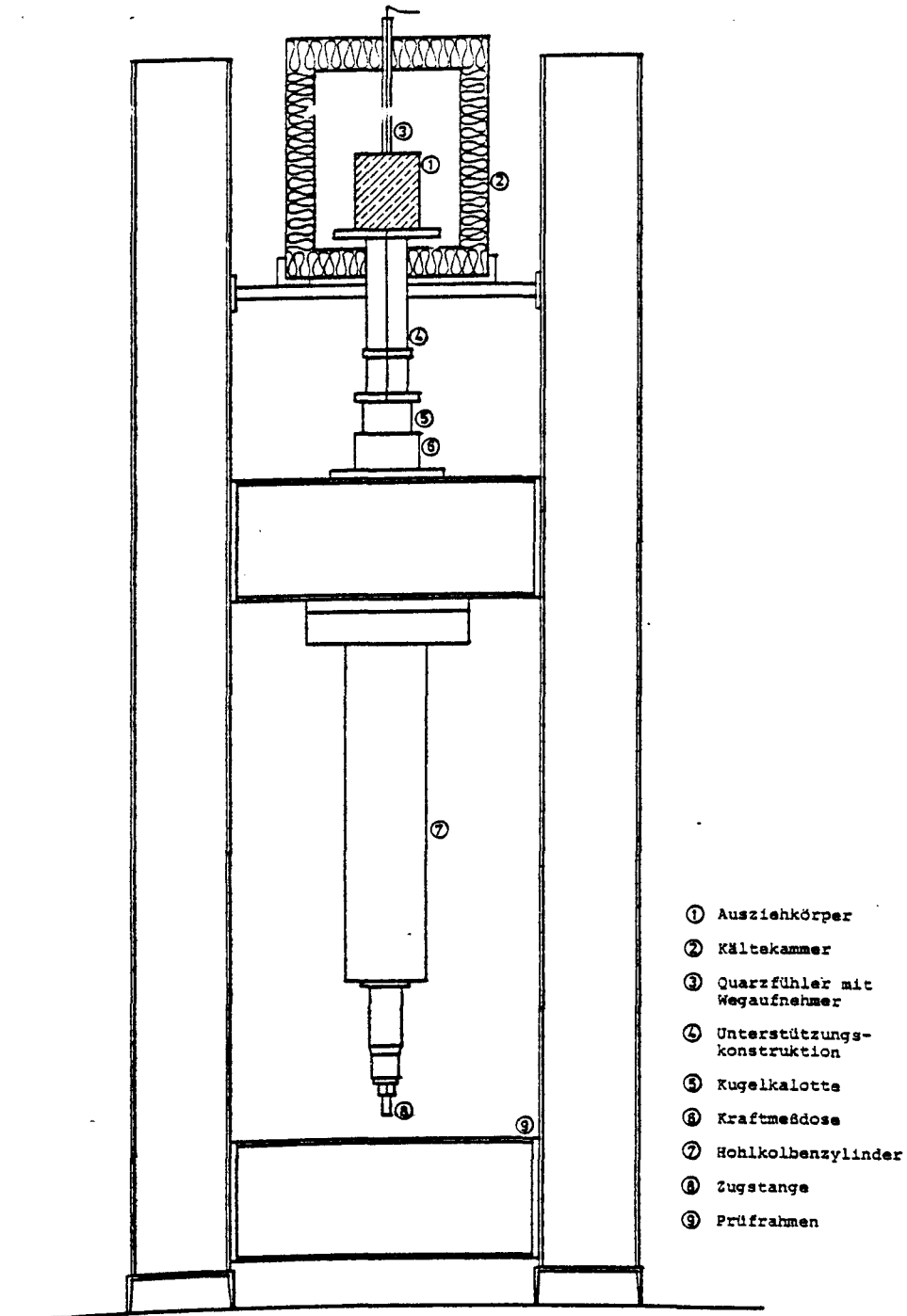


Bild 3.5: Versuchsaufbau für TT - Ausziehversuche

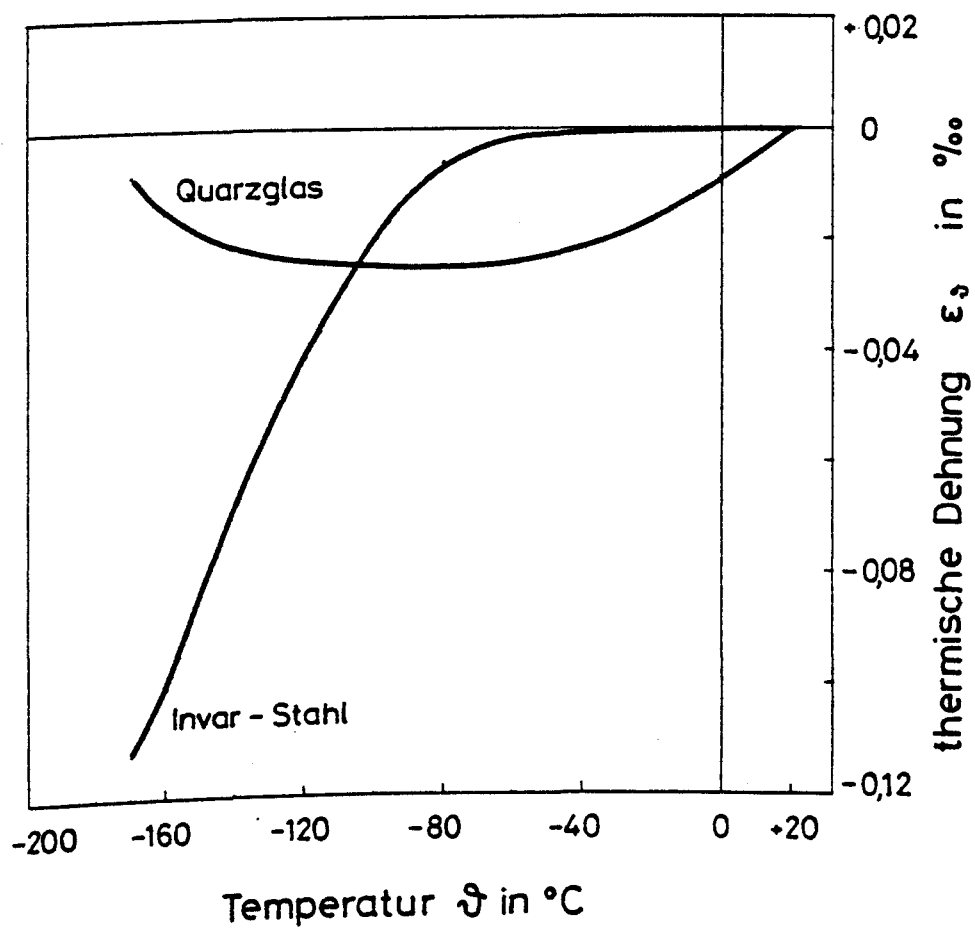


Bild 3.6: Temperaturdehnverhalten von Quarzglas und Invarstahl

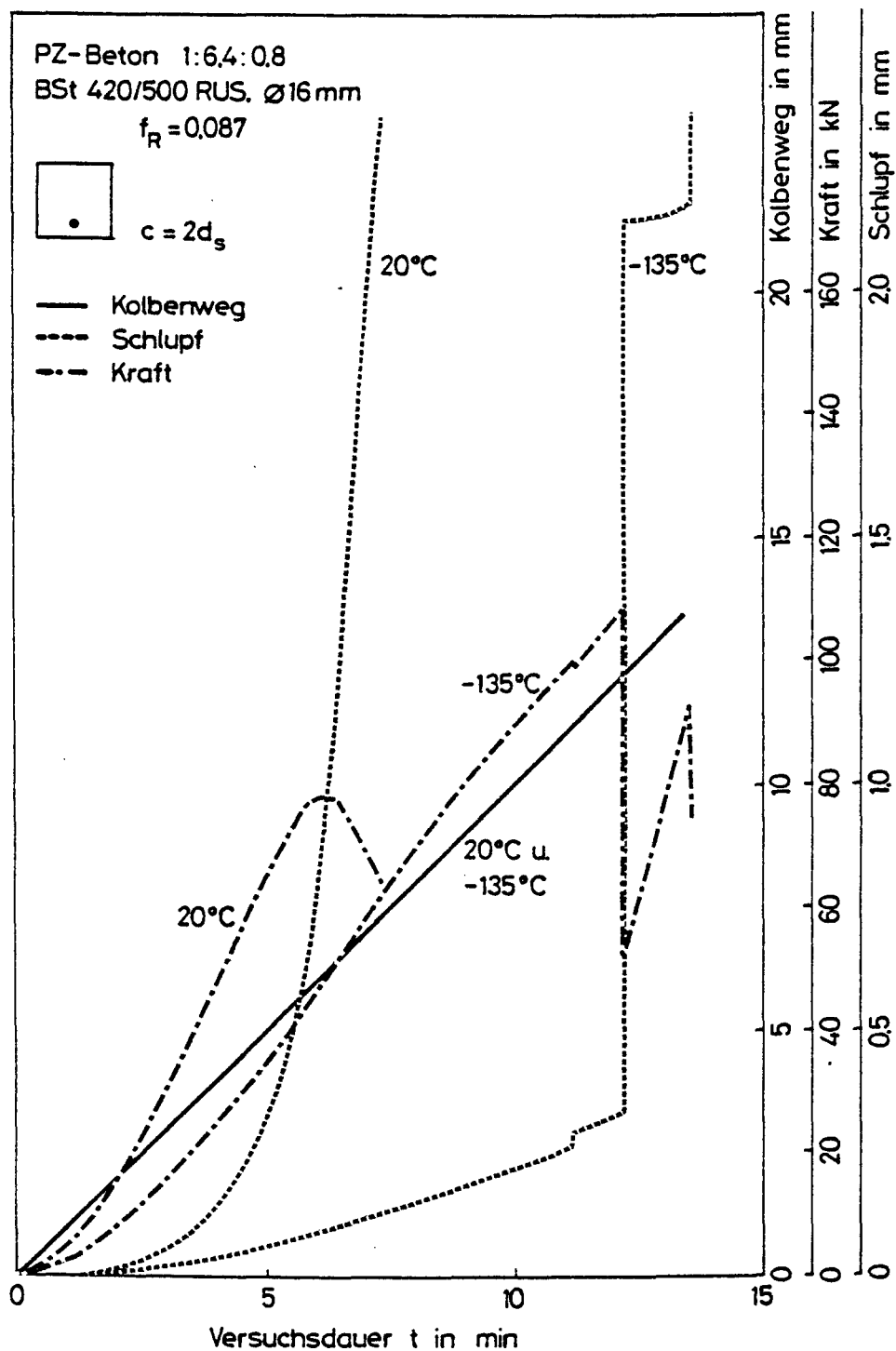
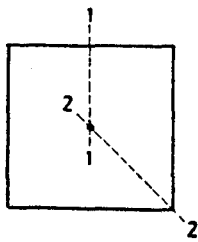
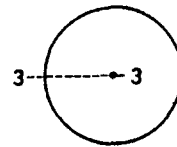


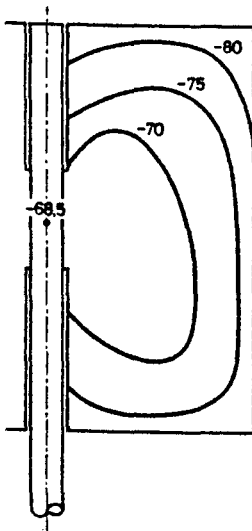
Bild 3.7: Steuergrößen von Ausziehversuchen in Abhängigkeit von der Zeit und der Prüftemperatur



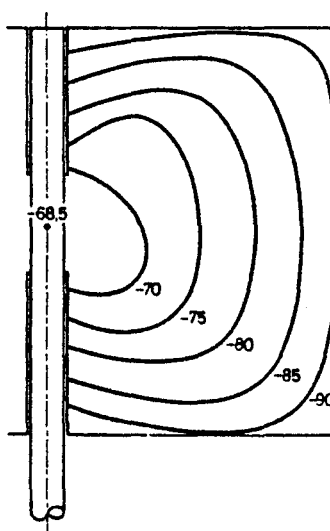
Kammertemperatur: -100°C
 Abkühlgeschwindigkeit: $-0,5^{\circ}\text{C/min}$



Schnitt 1-1



Schnitt 2-2



Schnitt 3-3

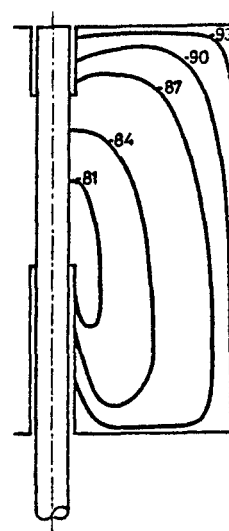


Bild 3.8: Temperaturfelder in zylindrischen und kubischen Ausziehkörpern während der Abkühlung

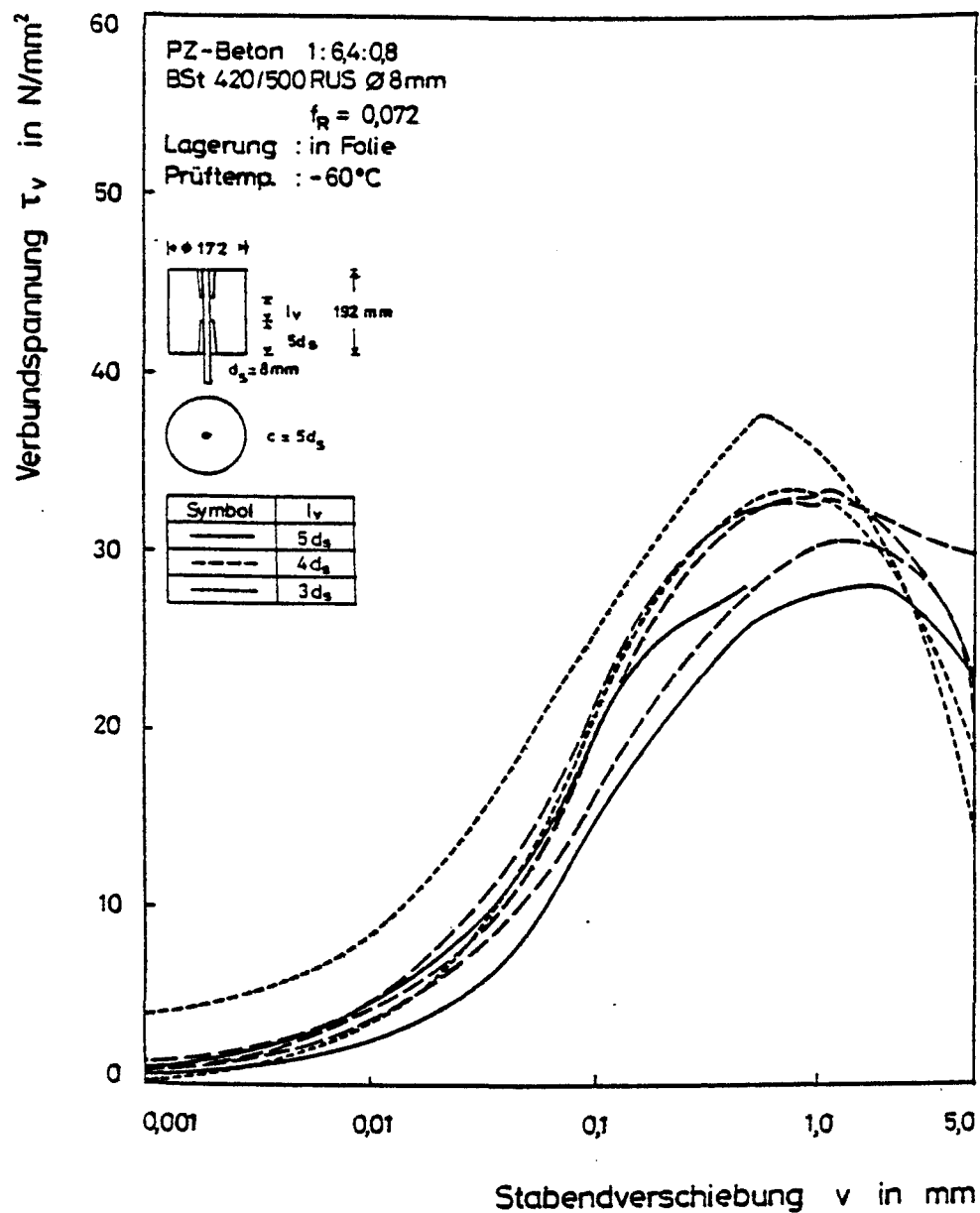


Bild 3.9: Versuchsergebnisse von Ausziehversuchen bei
 -60 °C, B25 - Einfluß unterschiedlicher Verbund-
 längen

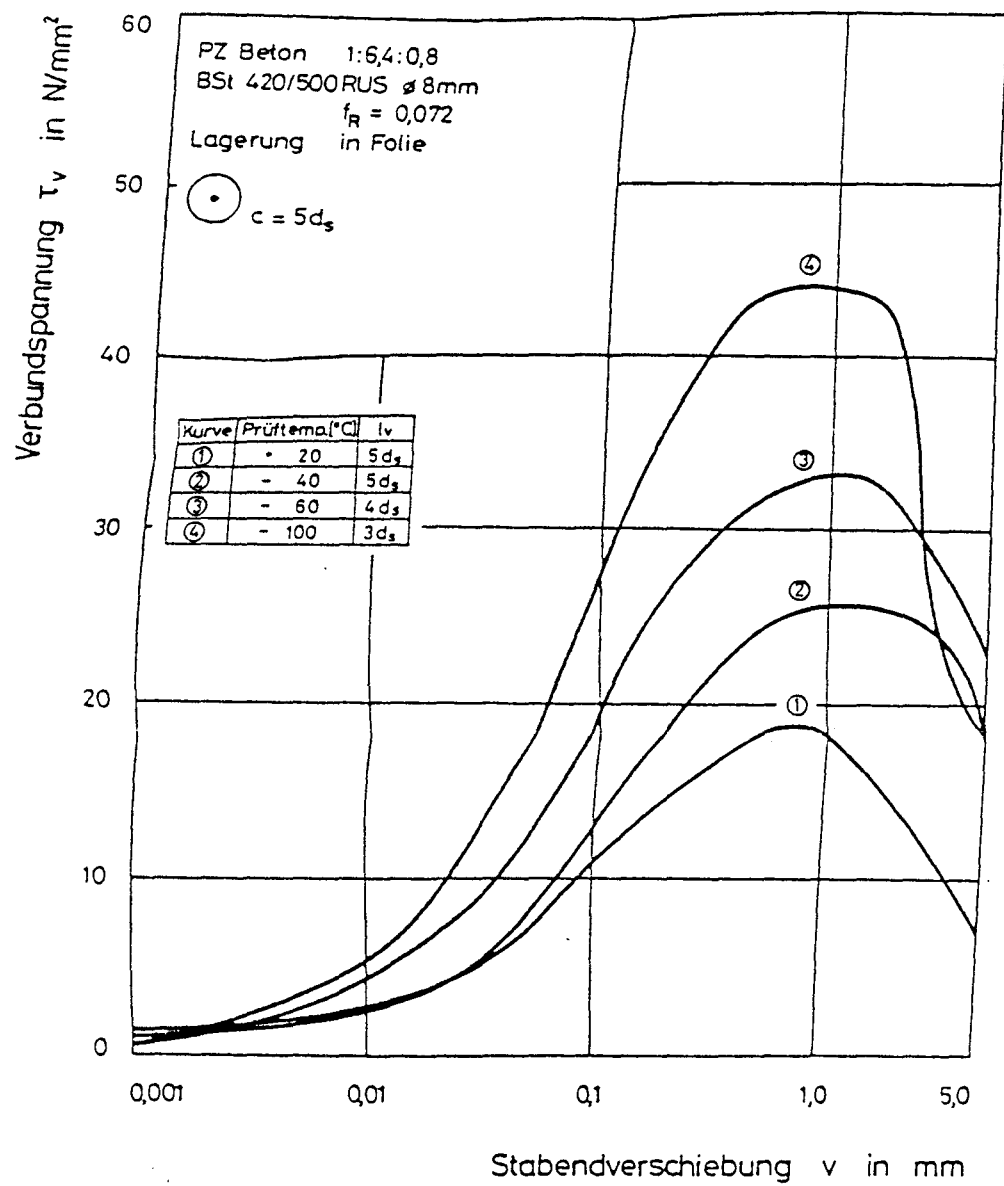


Bild 4.1: Versuchsreihe TV

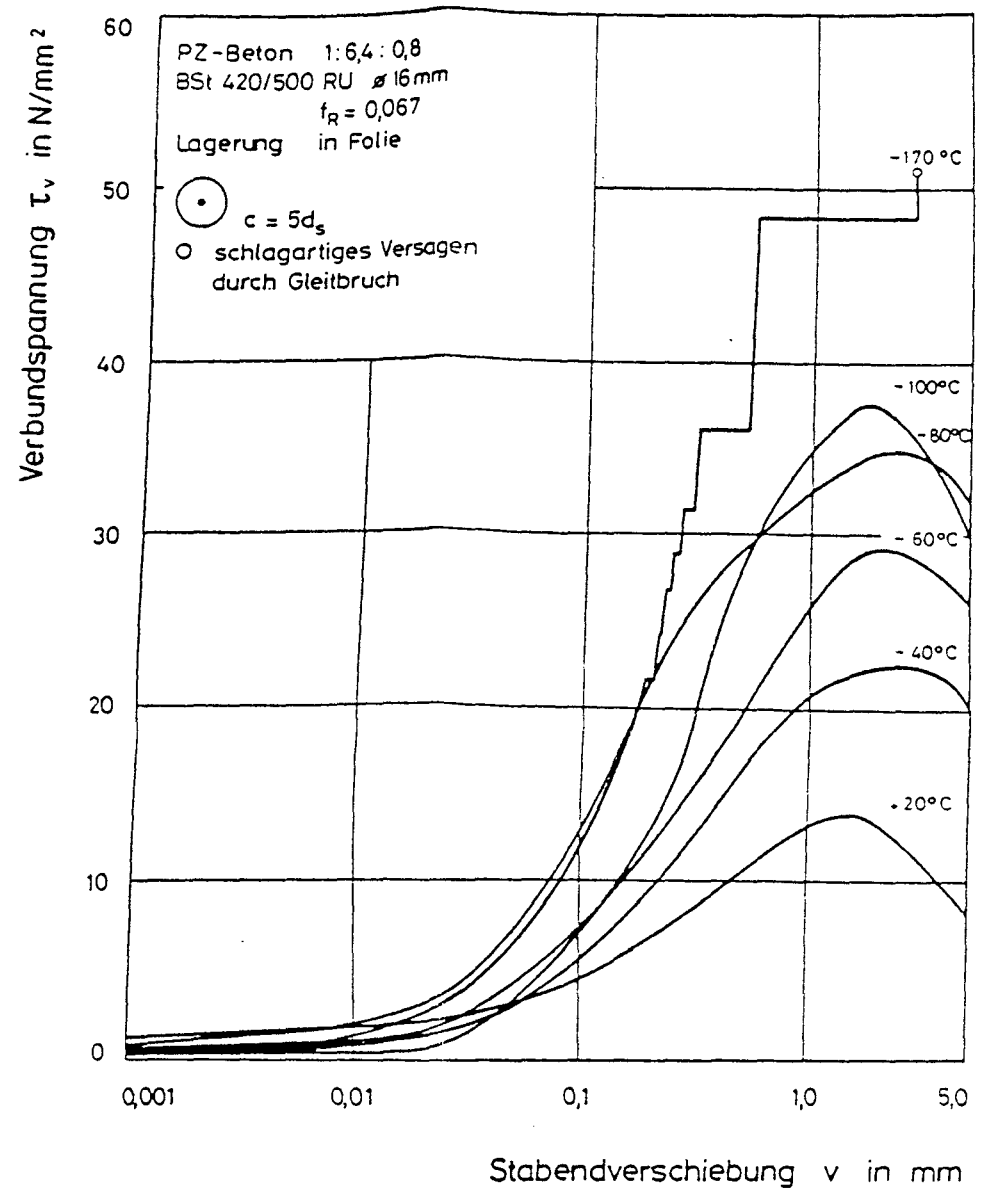


Bild 4.2: Versuchsreihe TW

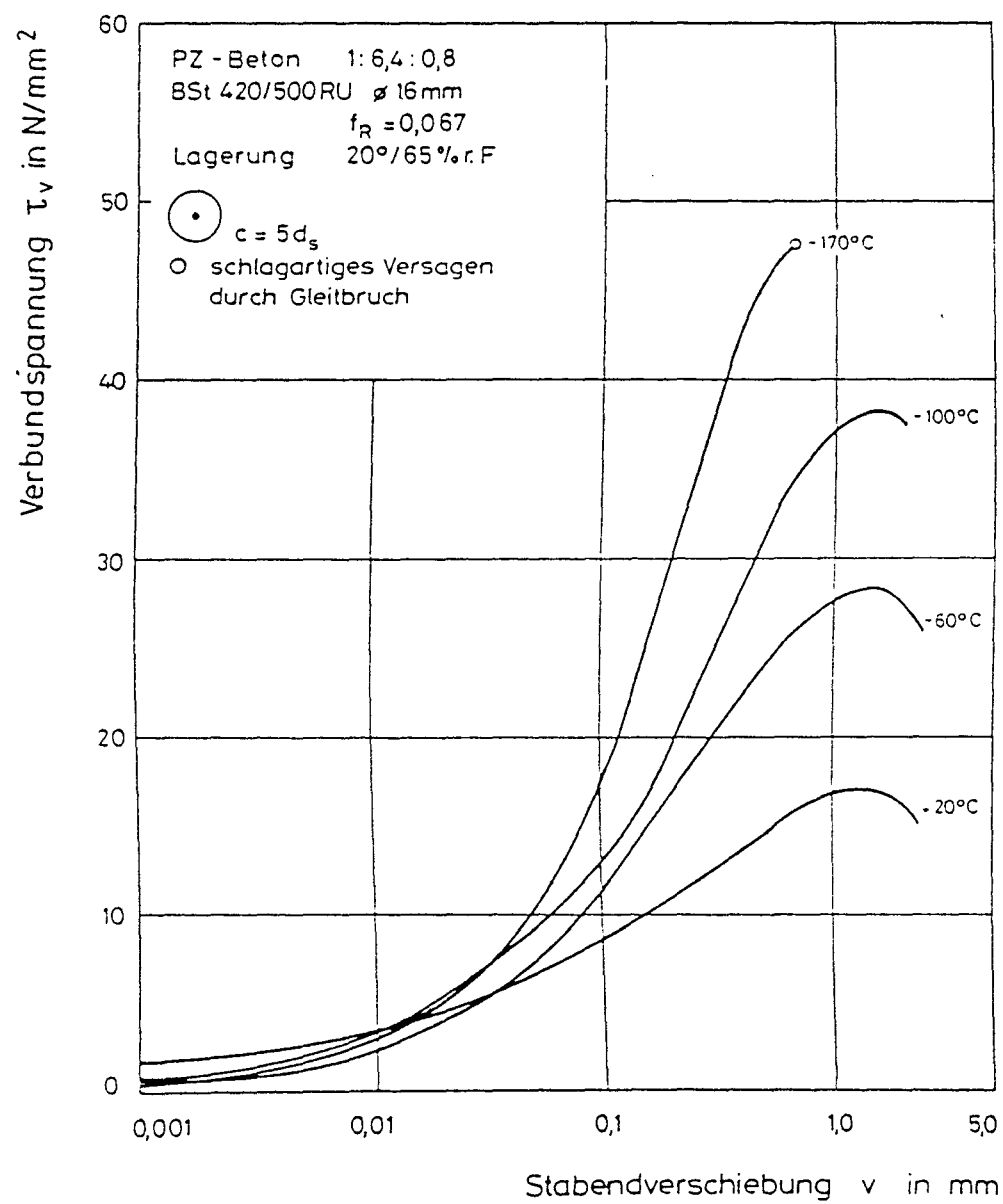


Bild 4.3: Versuchsreihe VL1

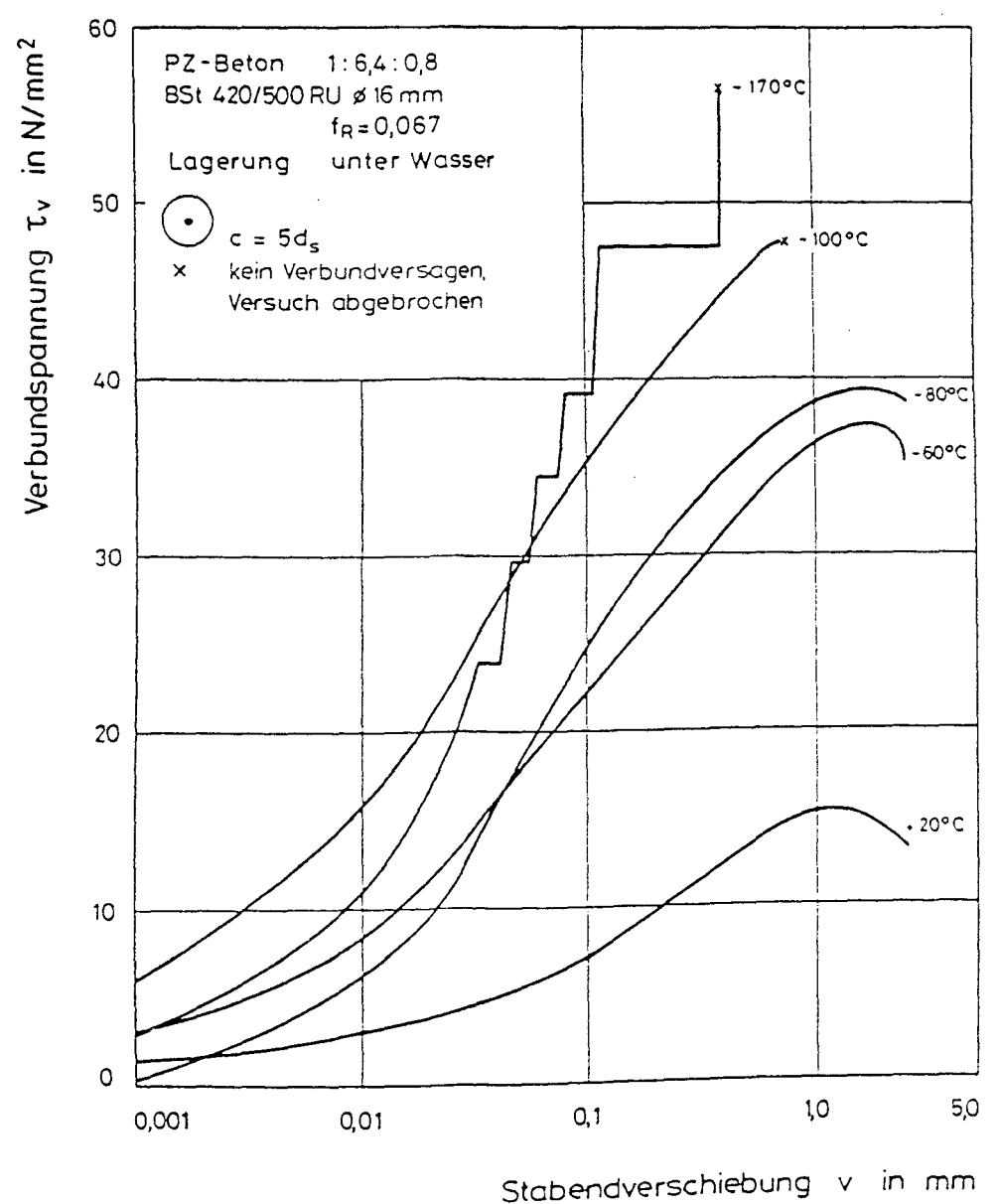


Bild 4.4: Versuchsreihe VL2

Mittlere Versuchsergebnisse der TT - Ausziehversuche (vgl. Tab. 3.1)

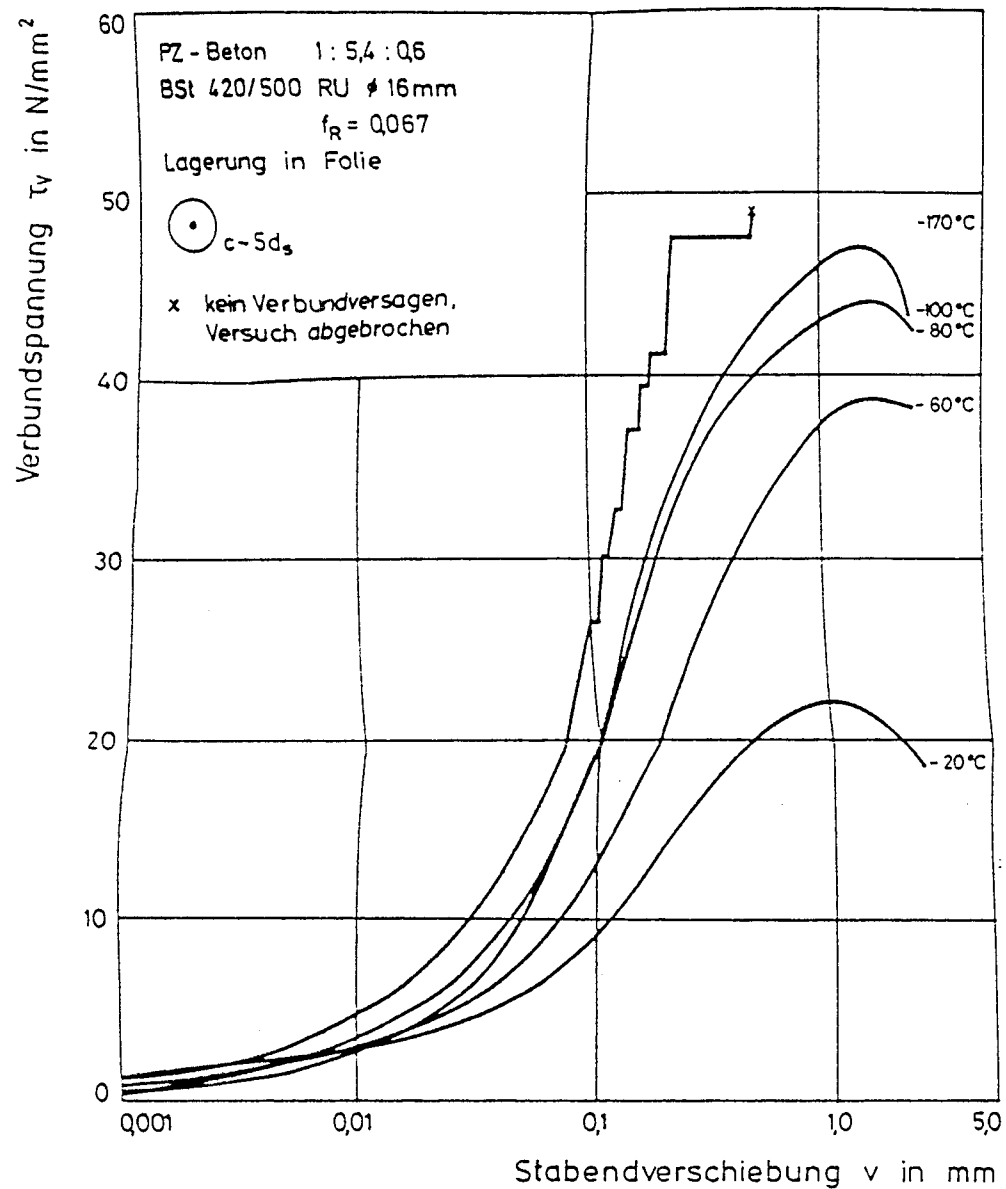


Bild 4.5: Versuchsreihe VR1

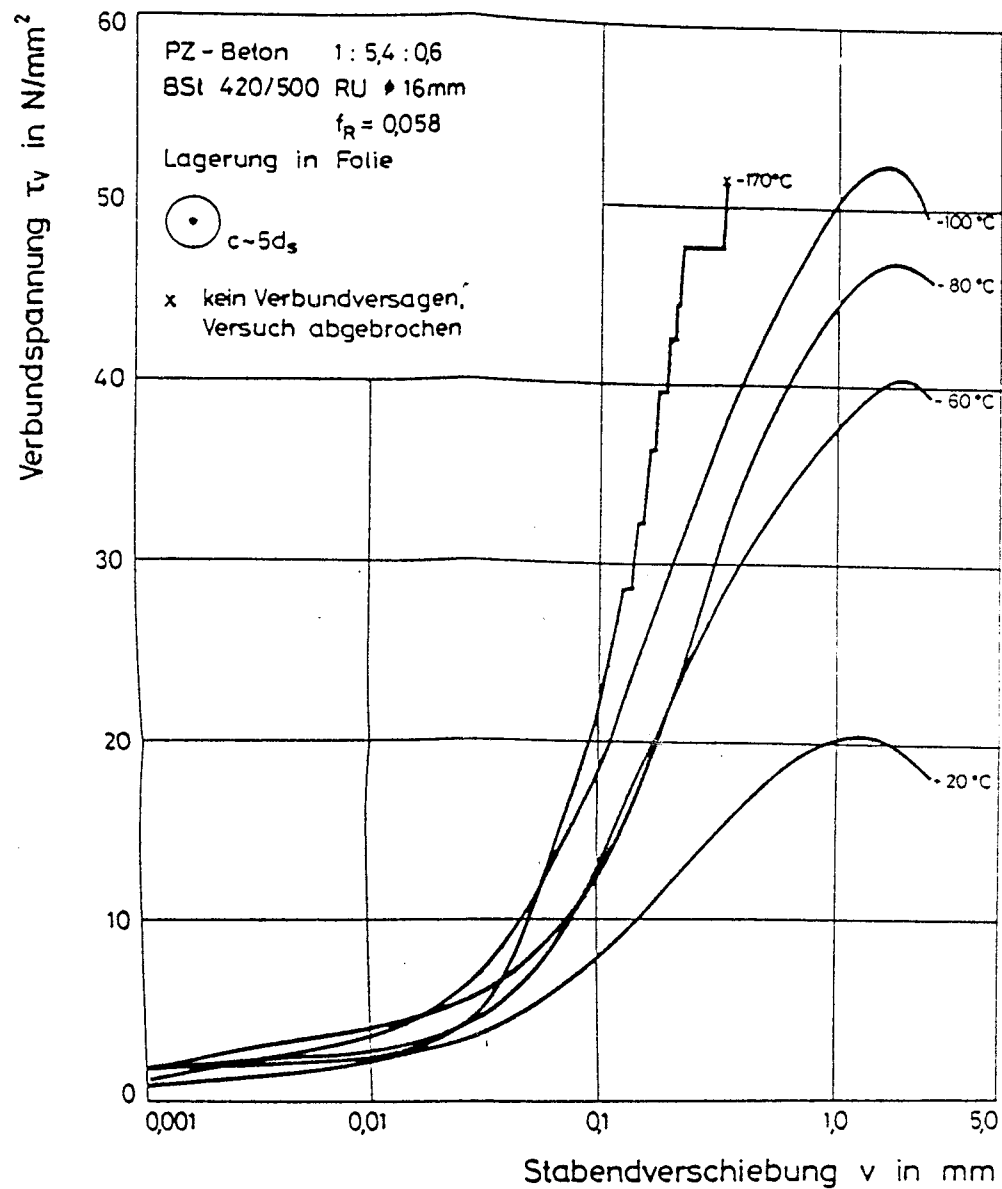


Bild 4.6: Versuchsreihe VR2

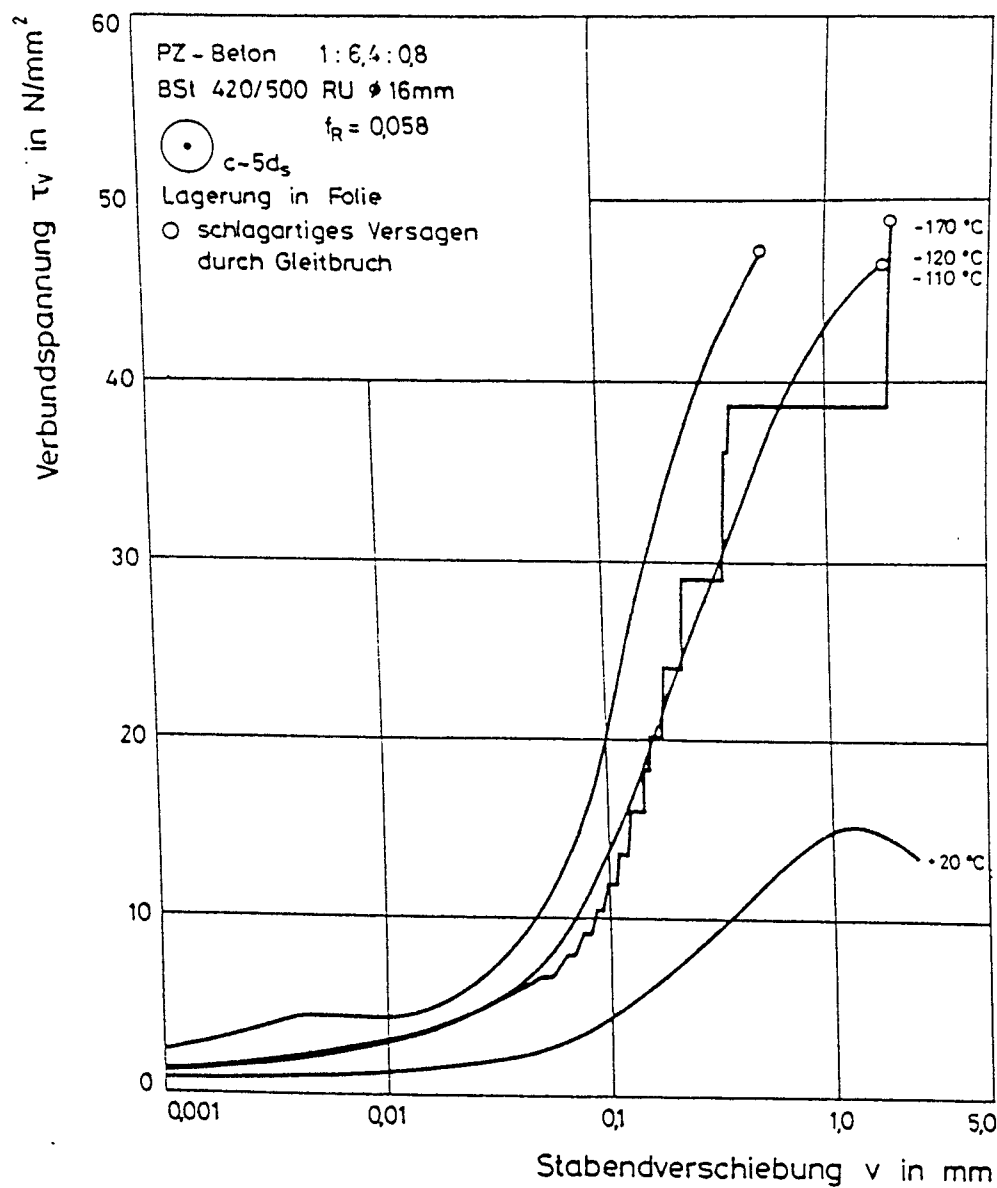


Bild 4.7: Versuchsreihe VZ

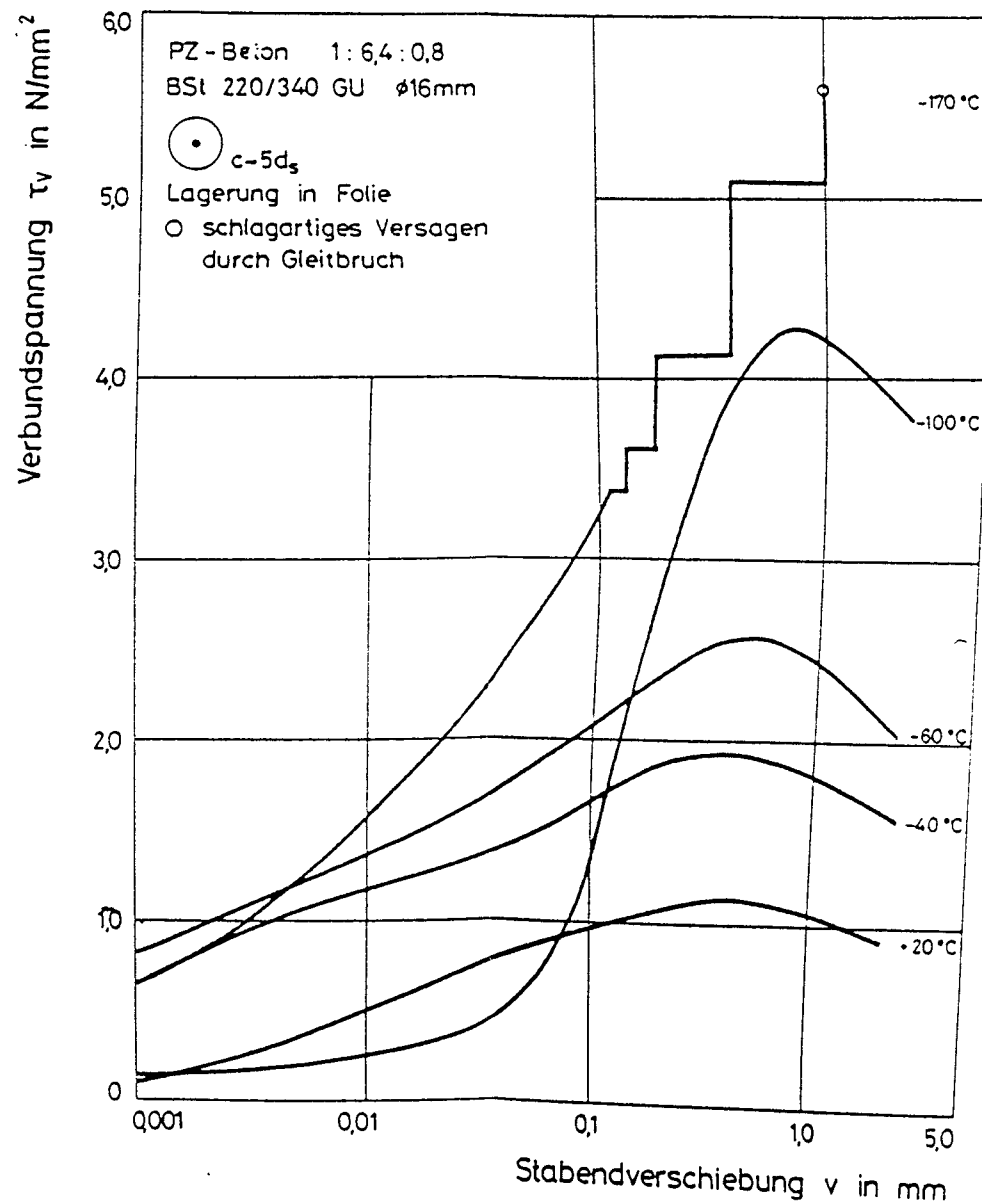


Bild 4.8: Versuchsreihe VG

Mittlere Versuchsergebnisse der TT - Ausziehversuche (vgl. Tab. 3.1)

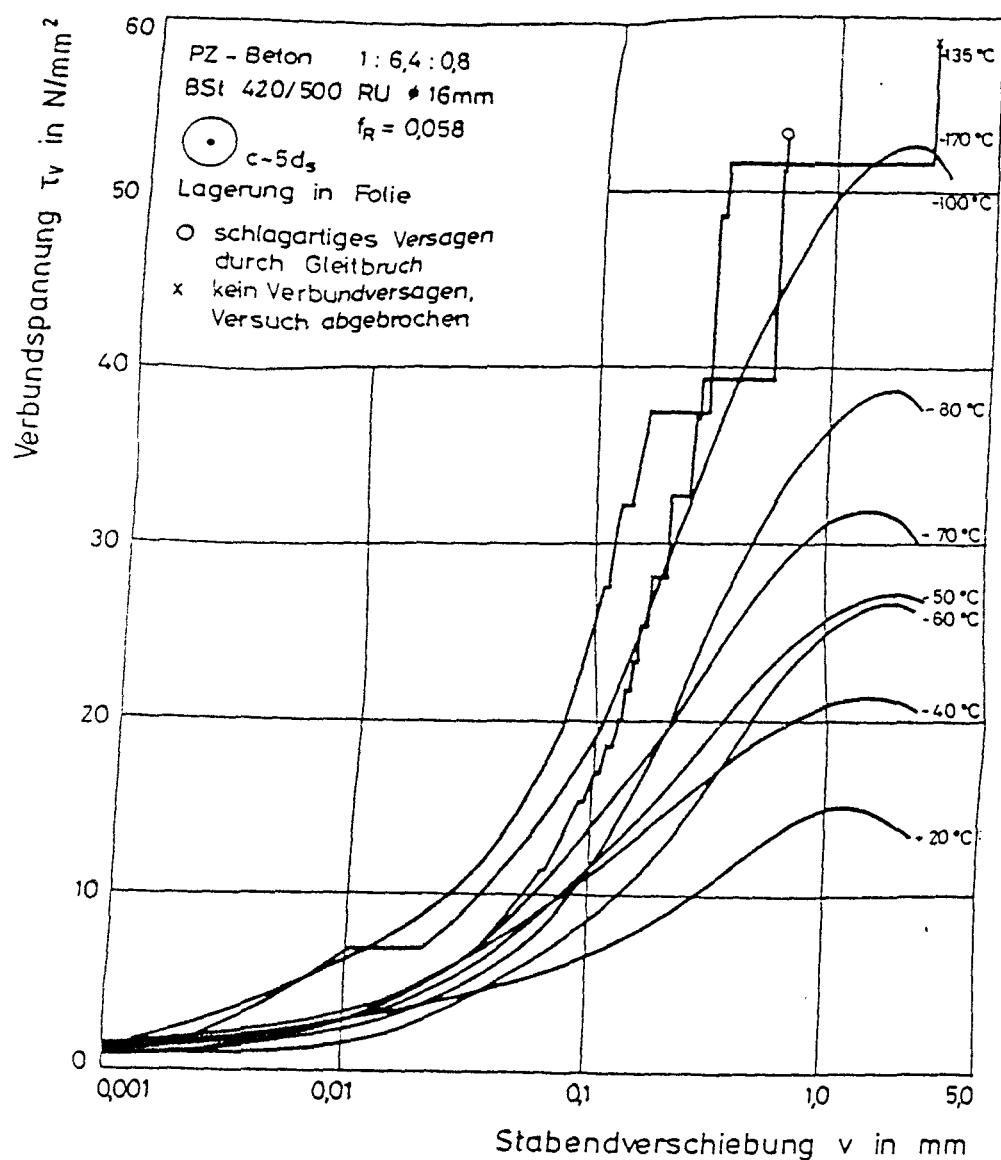


Bild 4.9: Versuchsreihe VN1

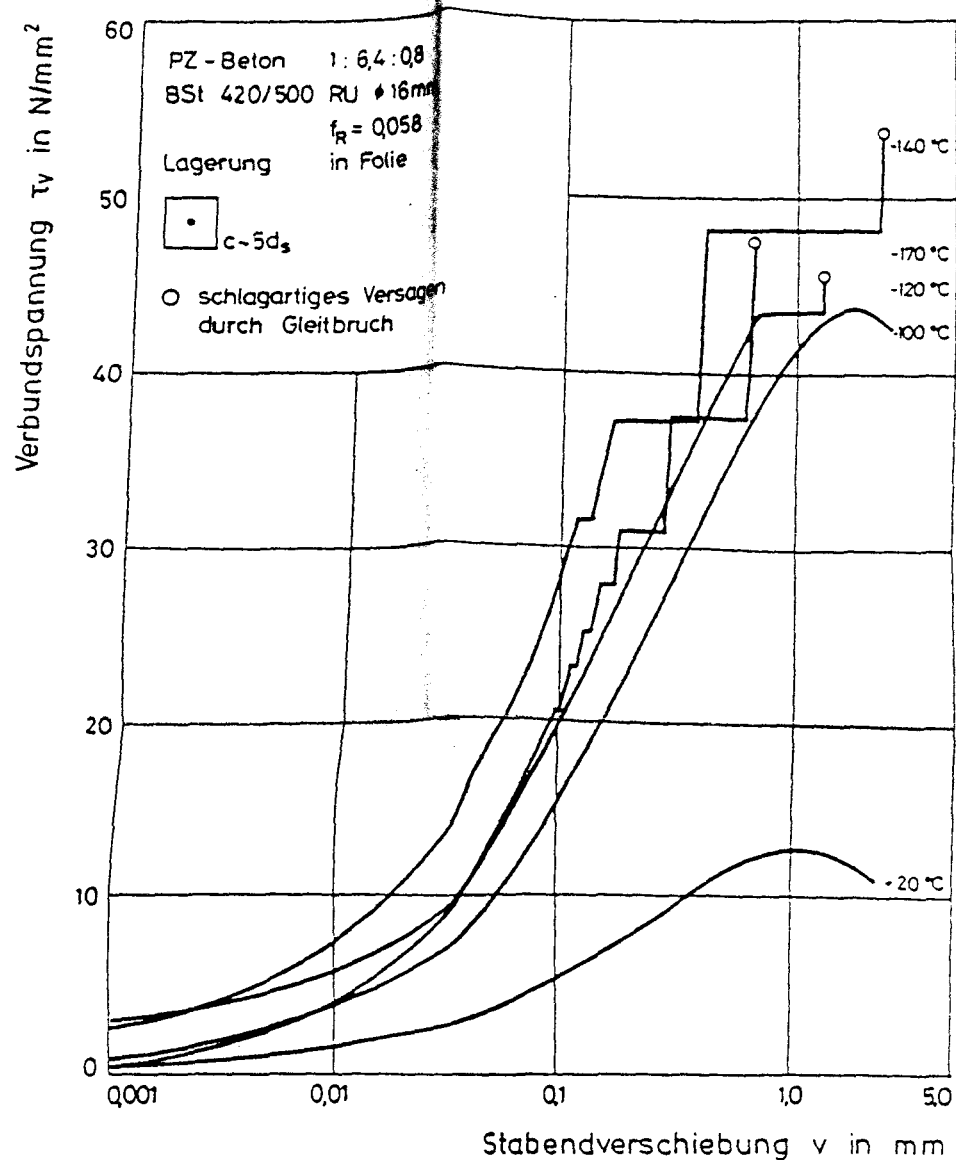


Bild 4.10: Versuchsreihe WC

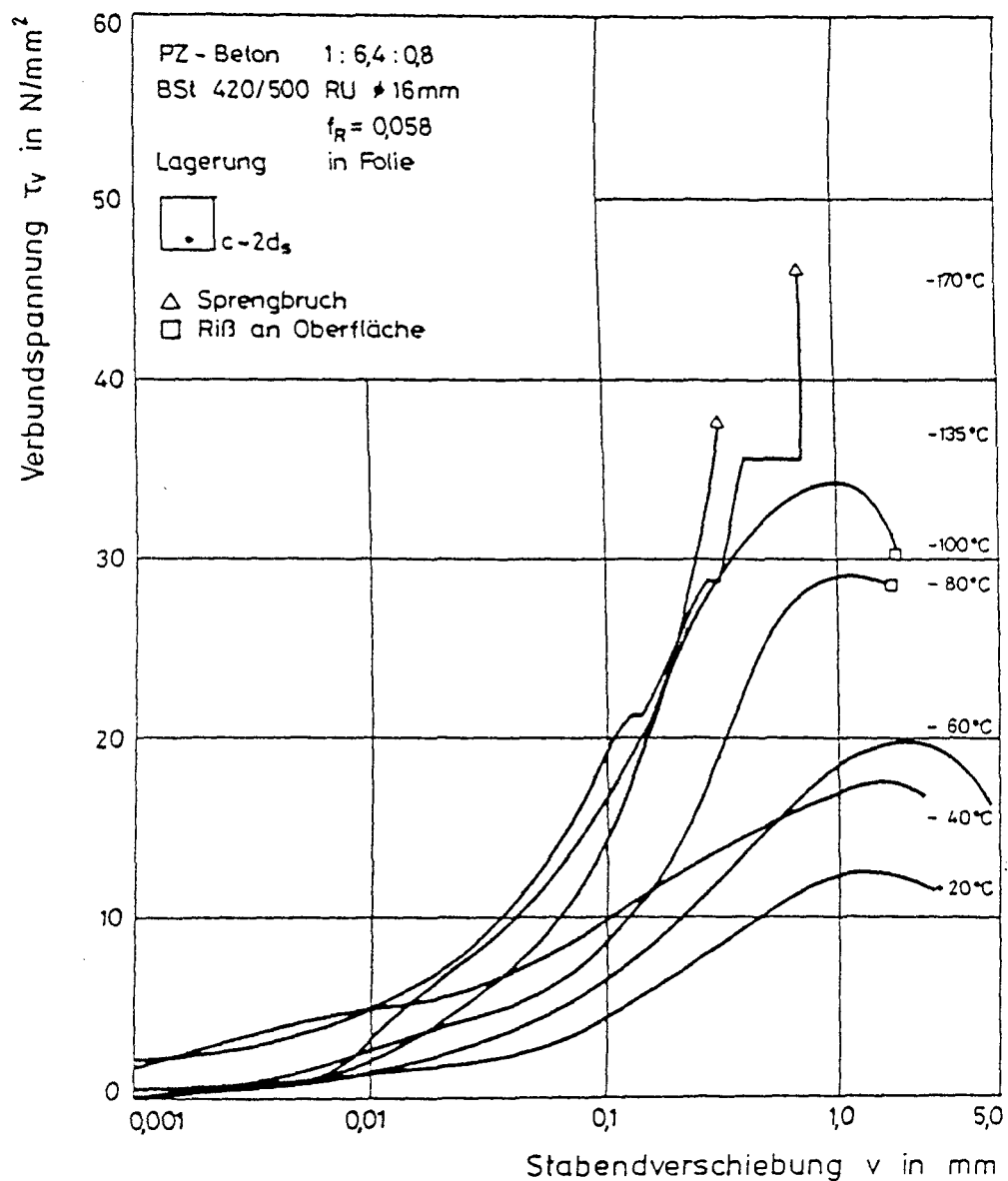


Bild 4.11: Versuchsreihe WA1

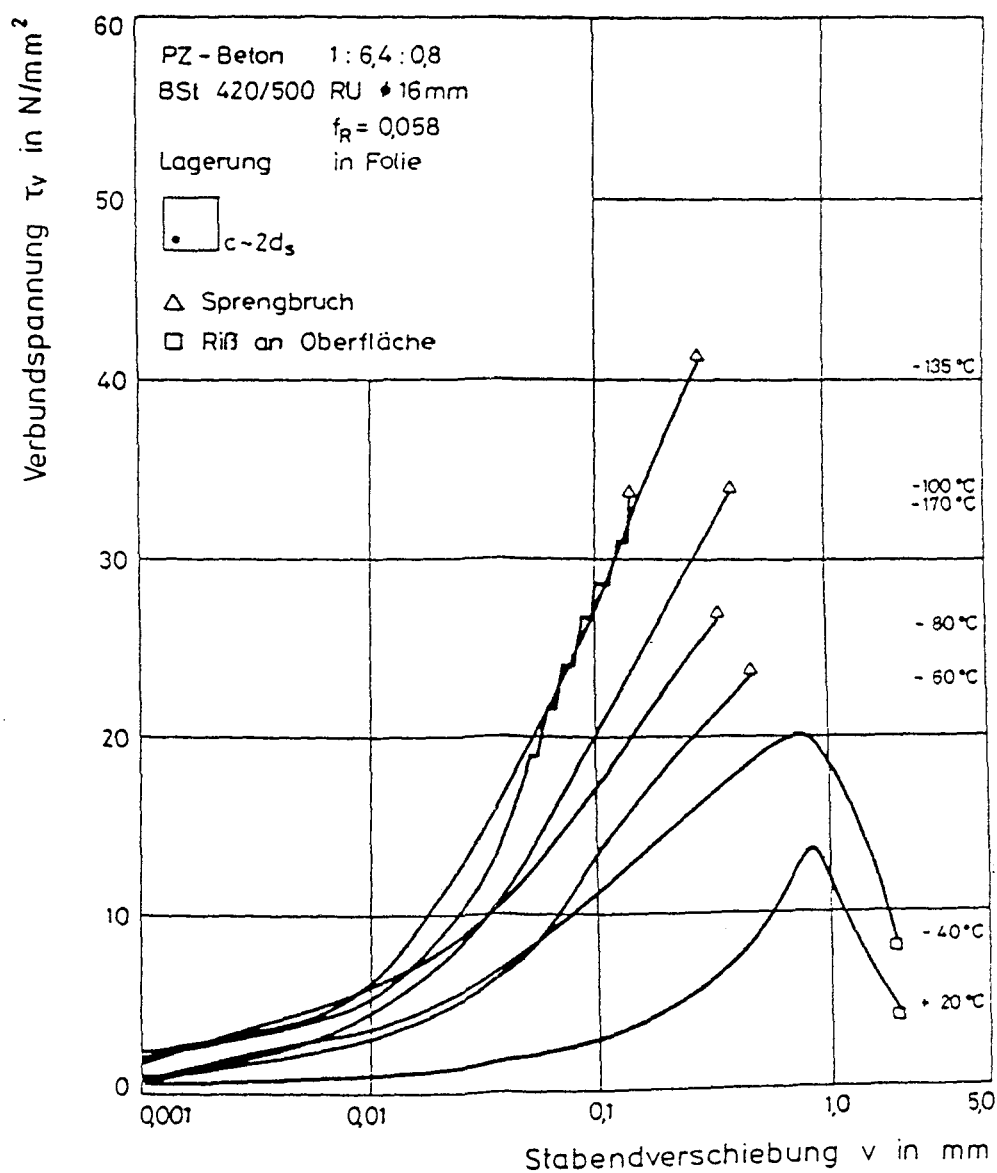


Bild 4.12: Versuchsreihe WB

Mittlere Versuchsergebnisse der TT - Ausziehversuche (vgl. Tab. 3.1)

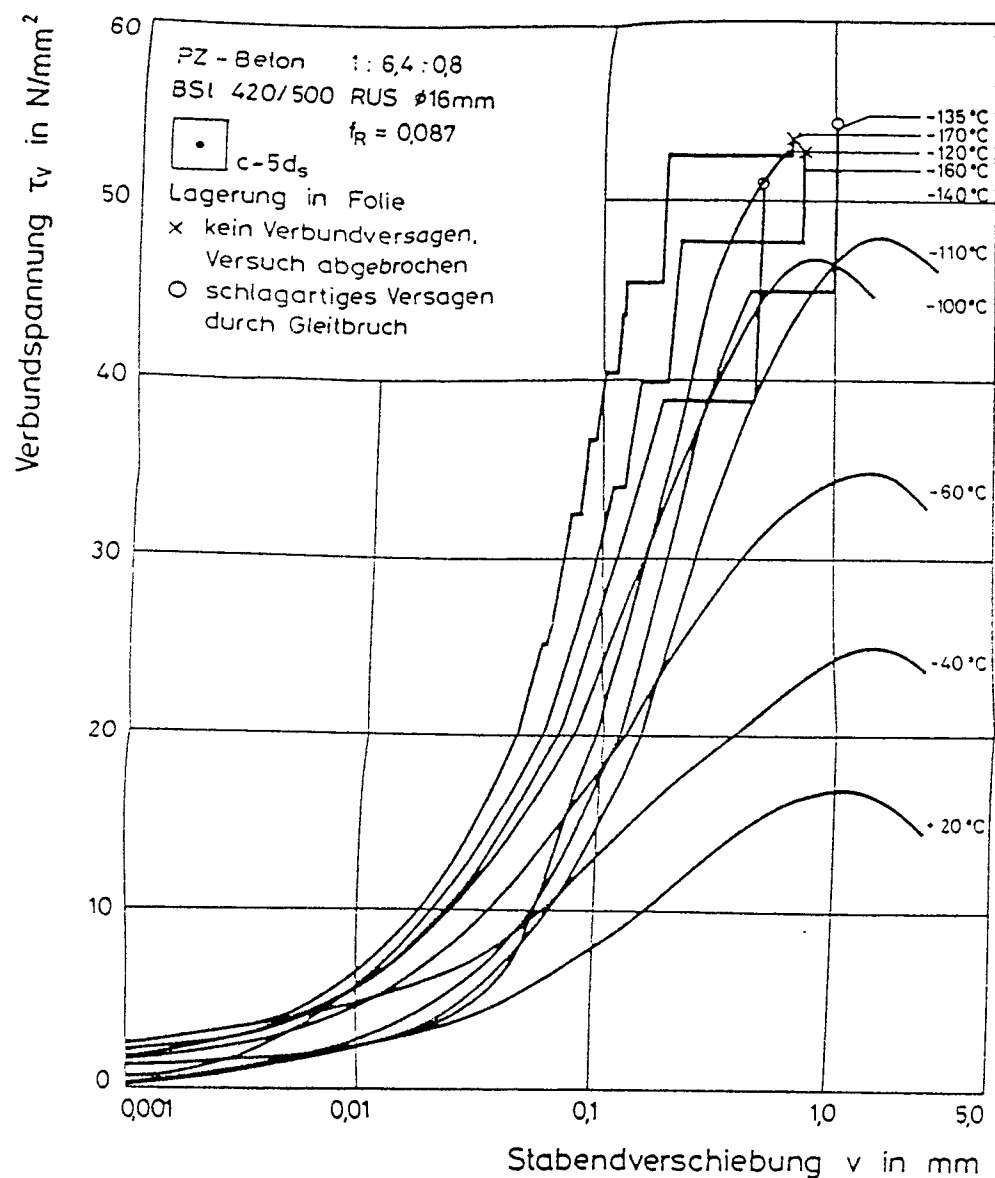


Bild 4.13: Versuchsreihe WD

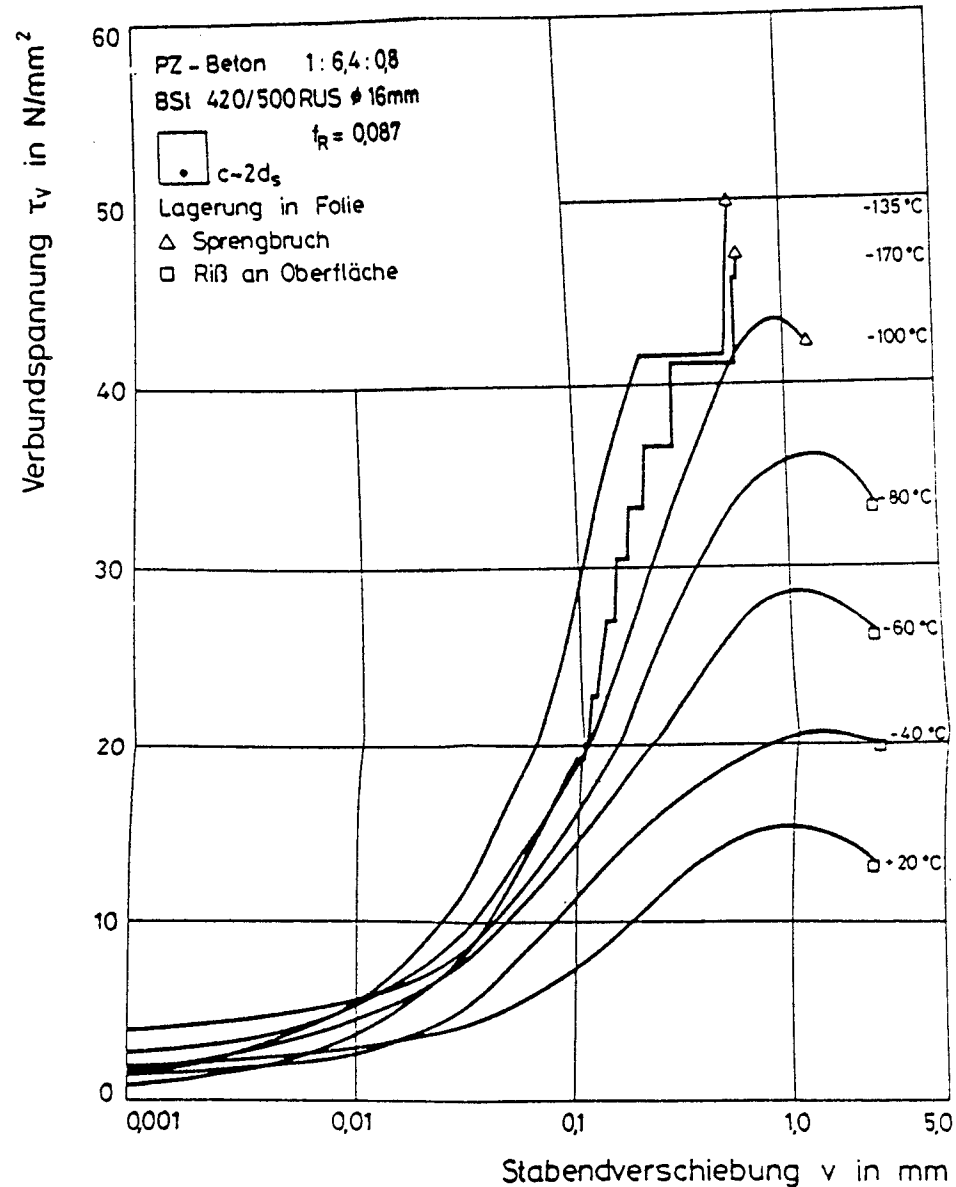


Bild 4.14: Versuchsreihe WE

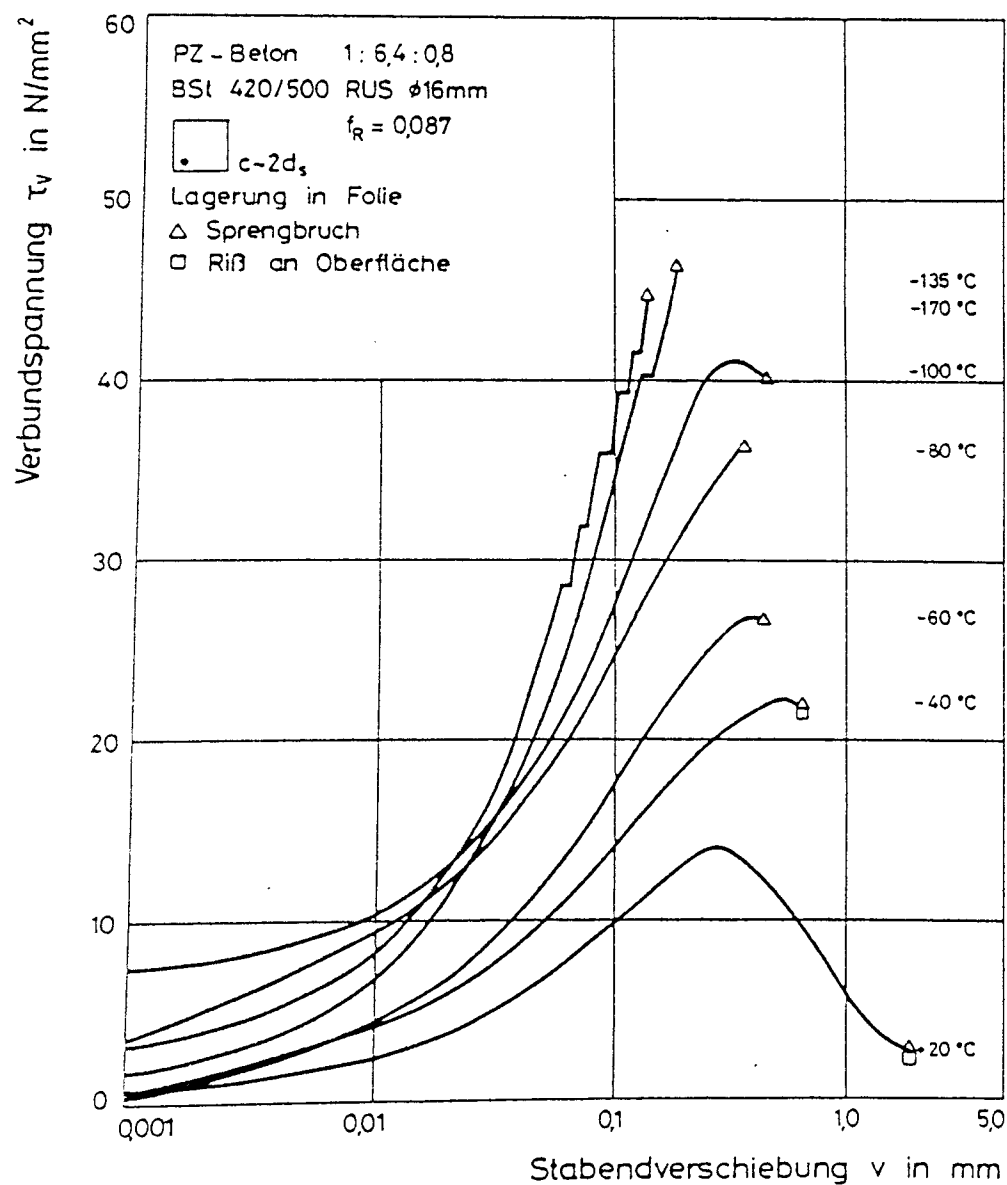


Bild 4.15: Versuchsreihe WF2

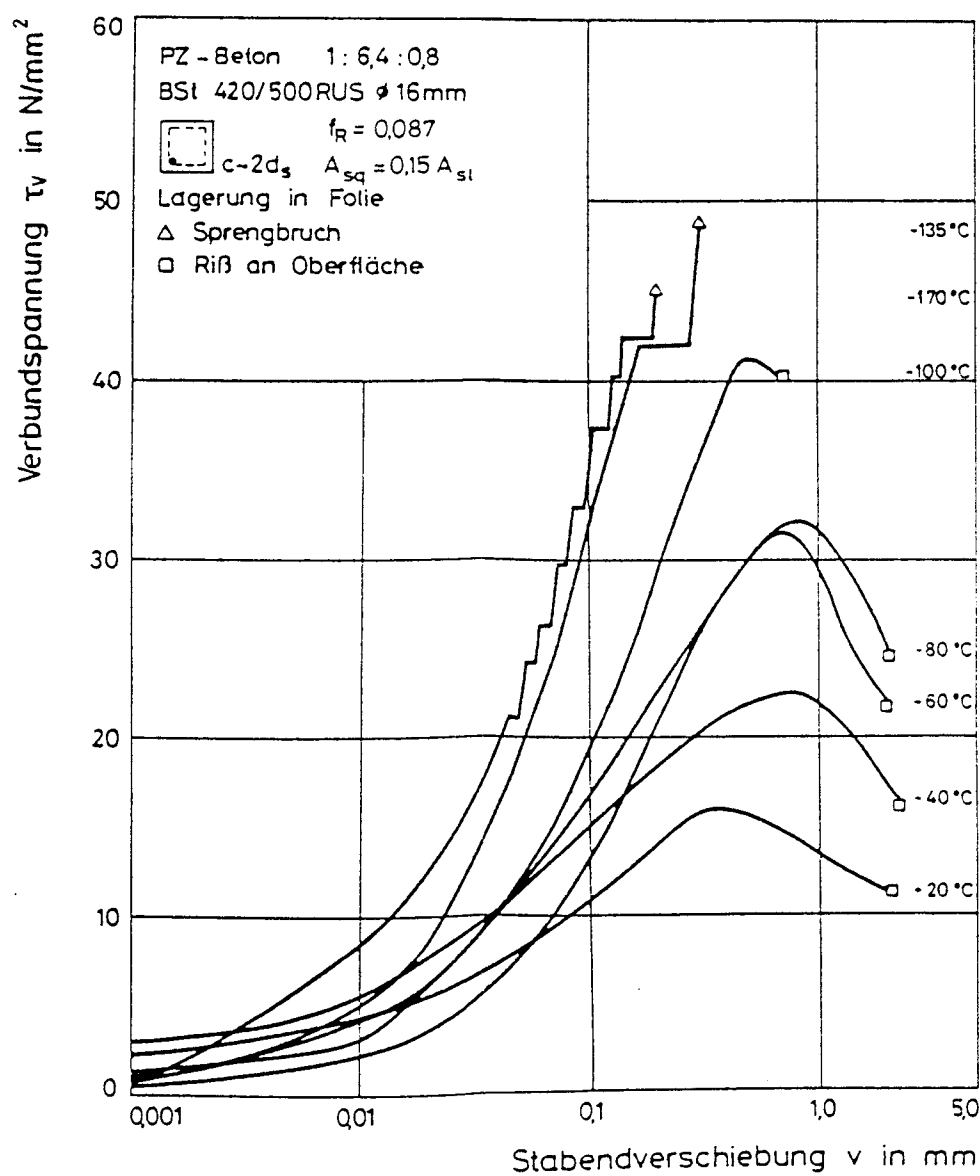


Bild 4.16: Versuchsreihe WG

Mittlere Versuchsergebnisse der TT - Ausziehversuche (vgl. Tab. 3.1)

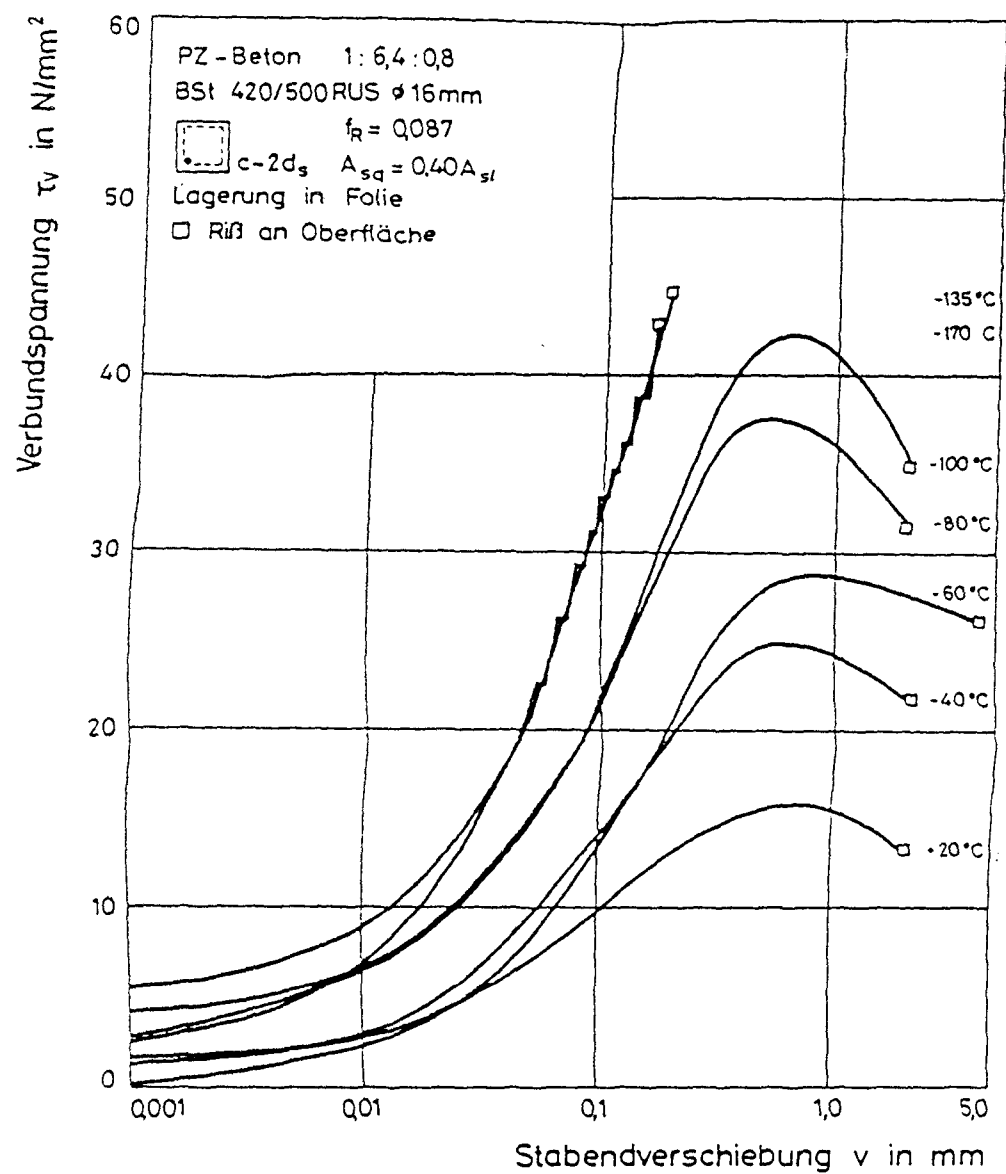


Bild 4.17: Versuchsreihe WH

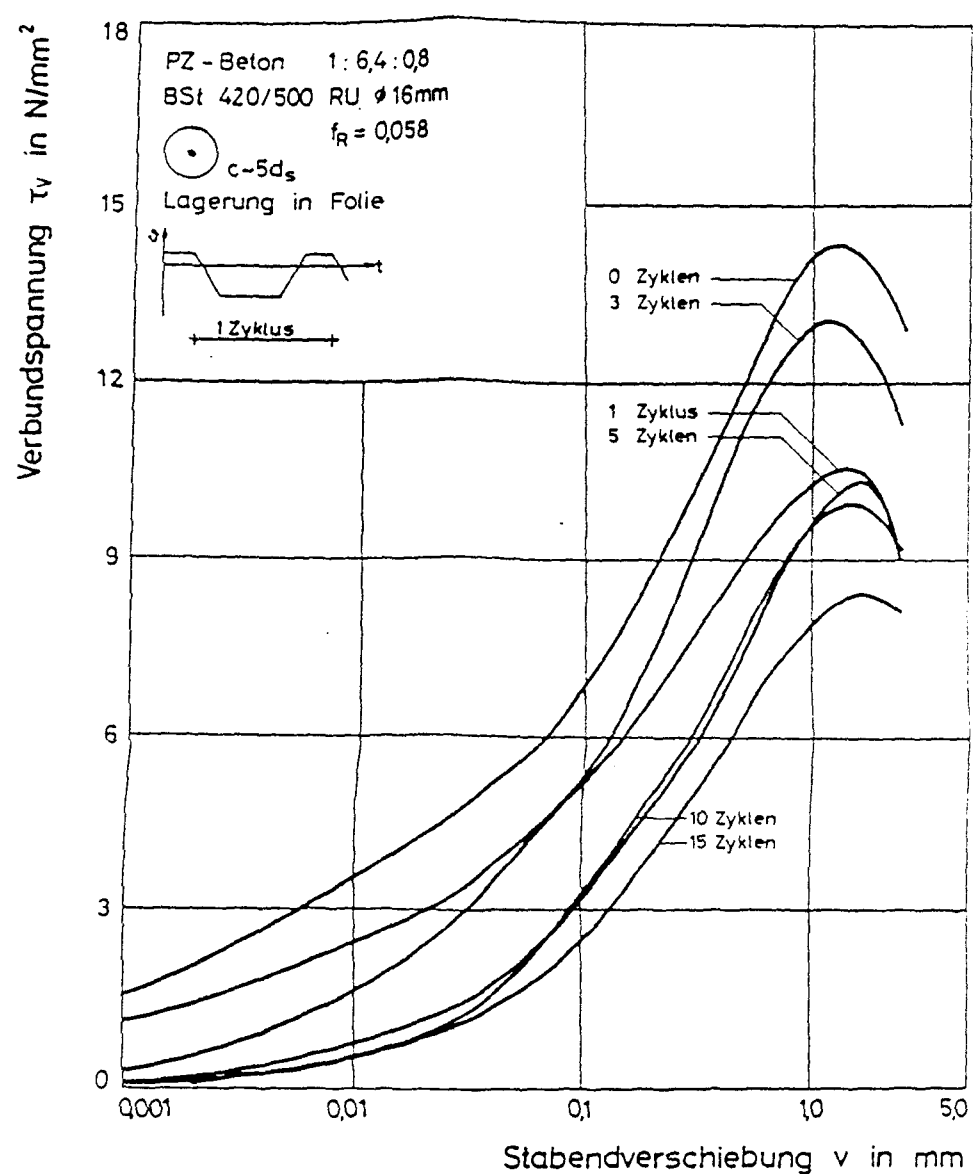


Bild 4.18: Versuchsreihe VN2

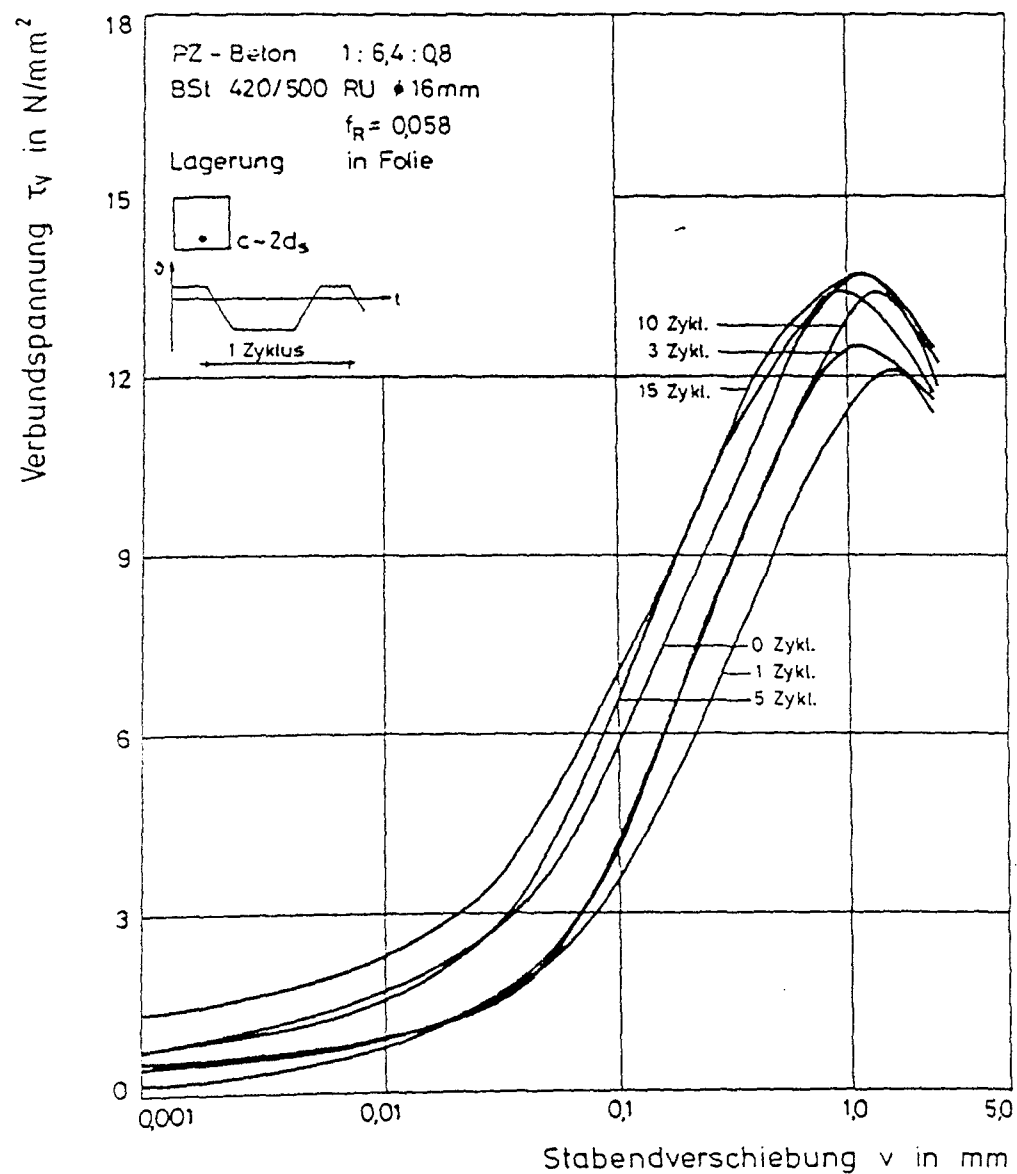


Bild 4.19: Versuchsreihe WA2

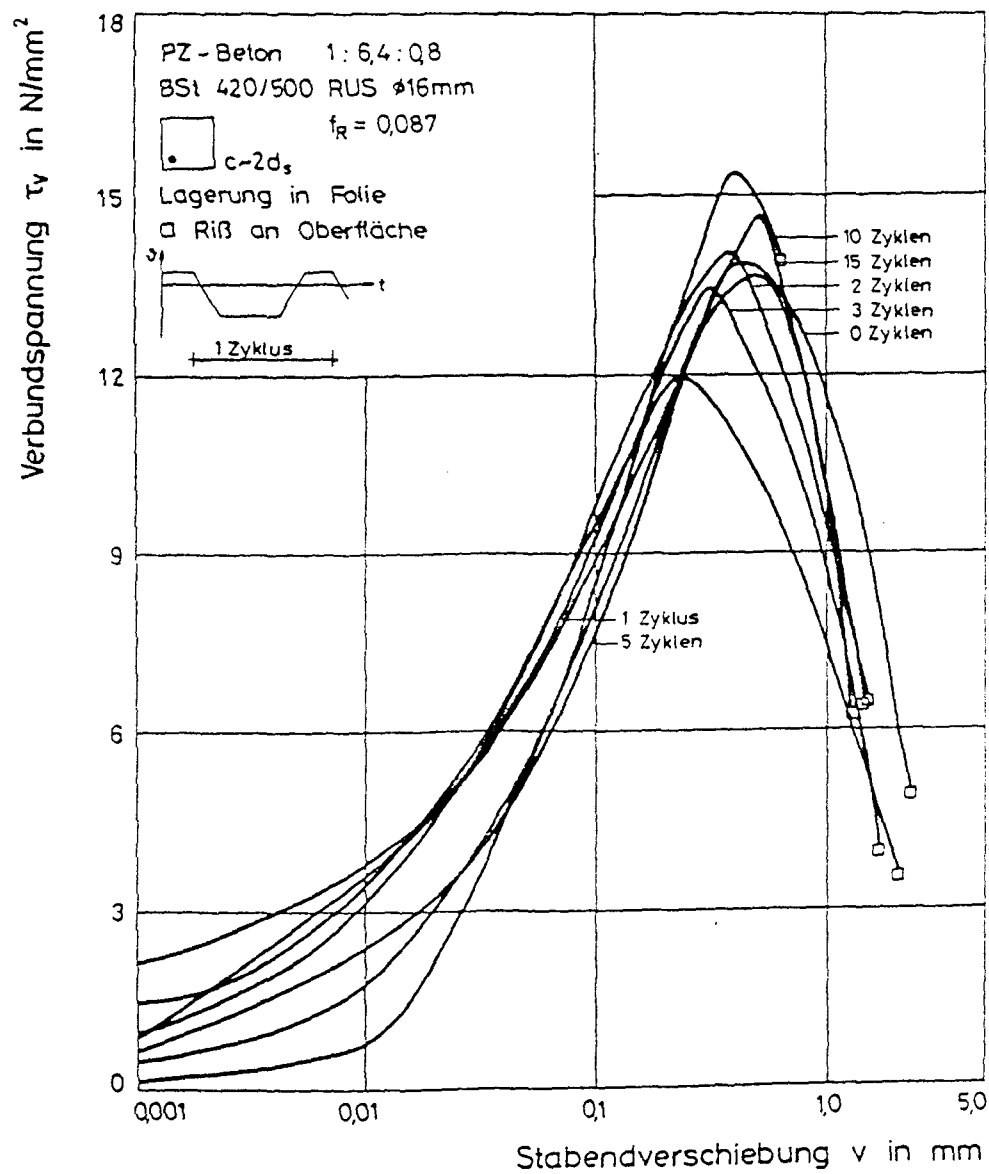


Bild 4.20: Versuchsreihe WF1

Mittlere Versuchsergebnisse der TT - Ausziehversuche (vgl. Tab. 3.1)

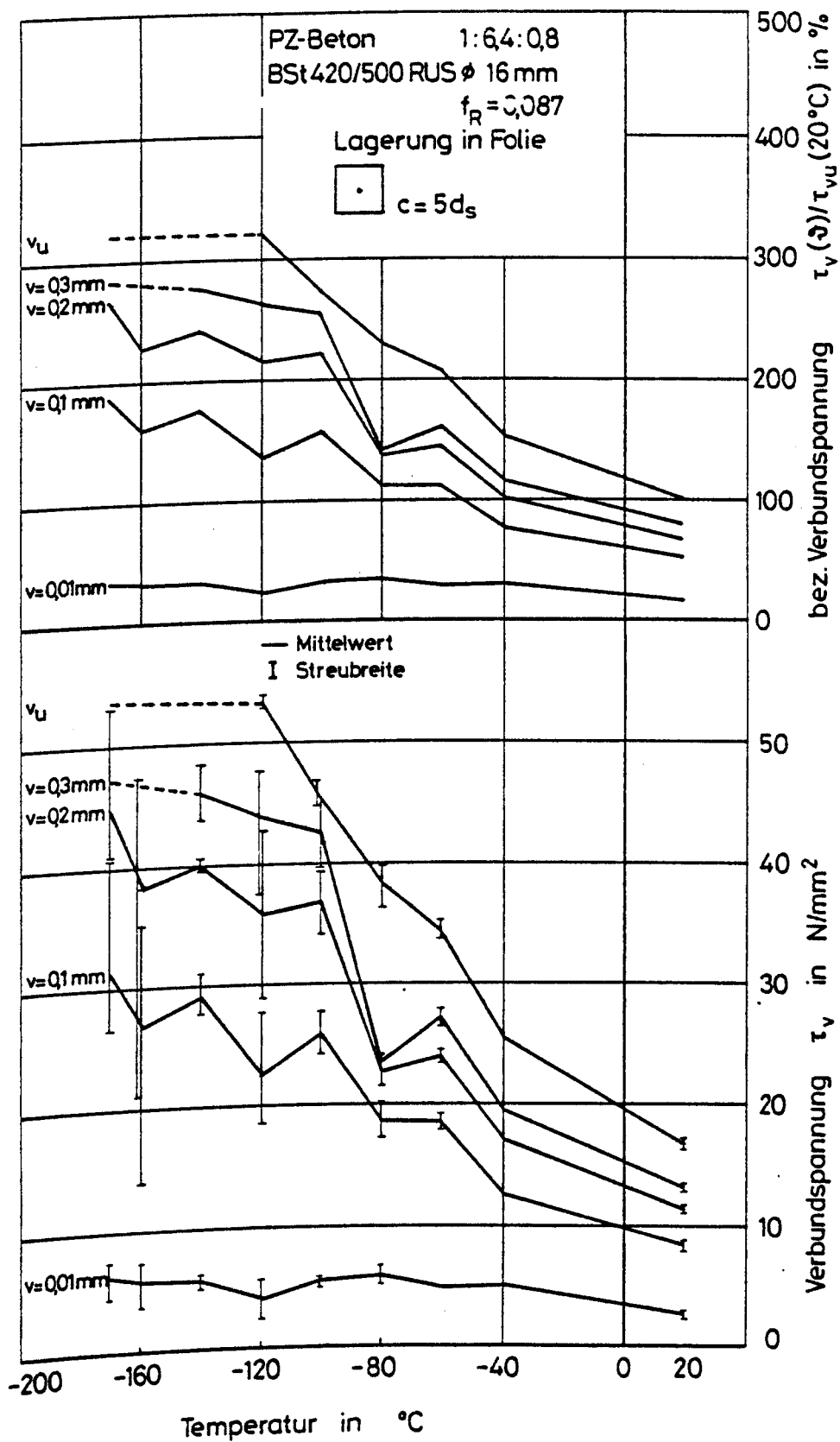


Bild 4.21: Verfestigung des Verbundwiderstandes infolge
 TT bei zentrischer Lage des Bewehrungsstabes

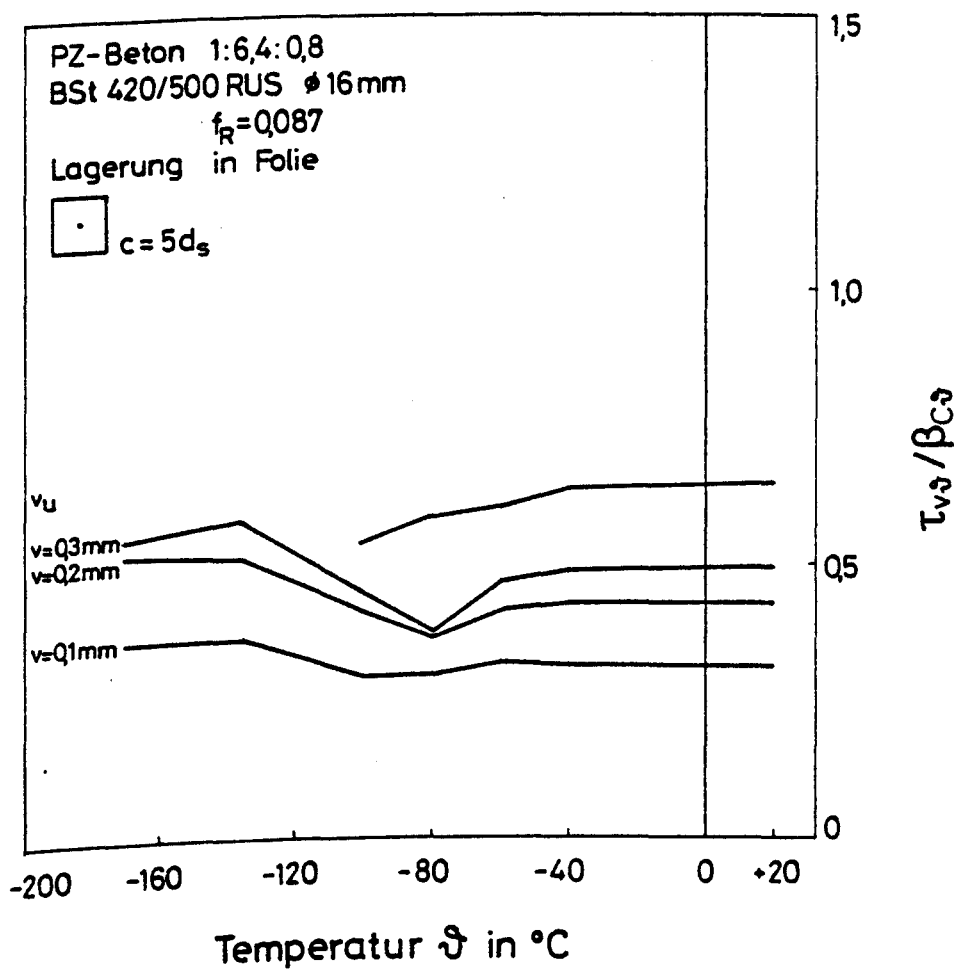


Bild 4.22: Auf die Betondruckfestigkeit bezogene Ver-
 bundspannung in Abhängigkeit von Stabendver-
 schiebung und Temperatur

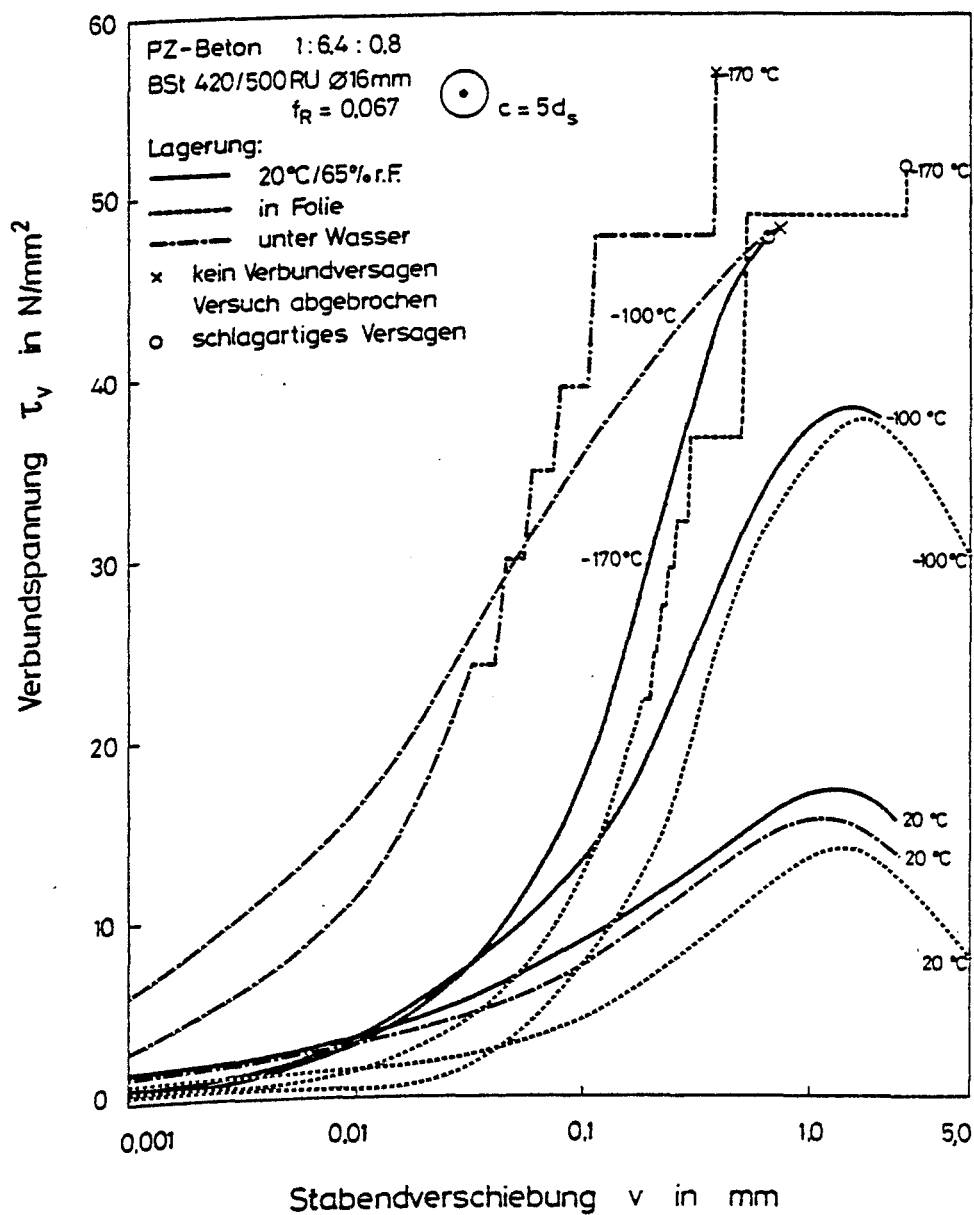


Bild 4.23: Verbundspannung-Verschiebungskurven bei TT
 in Abhängigkeit von der Feuchte des Betons

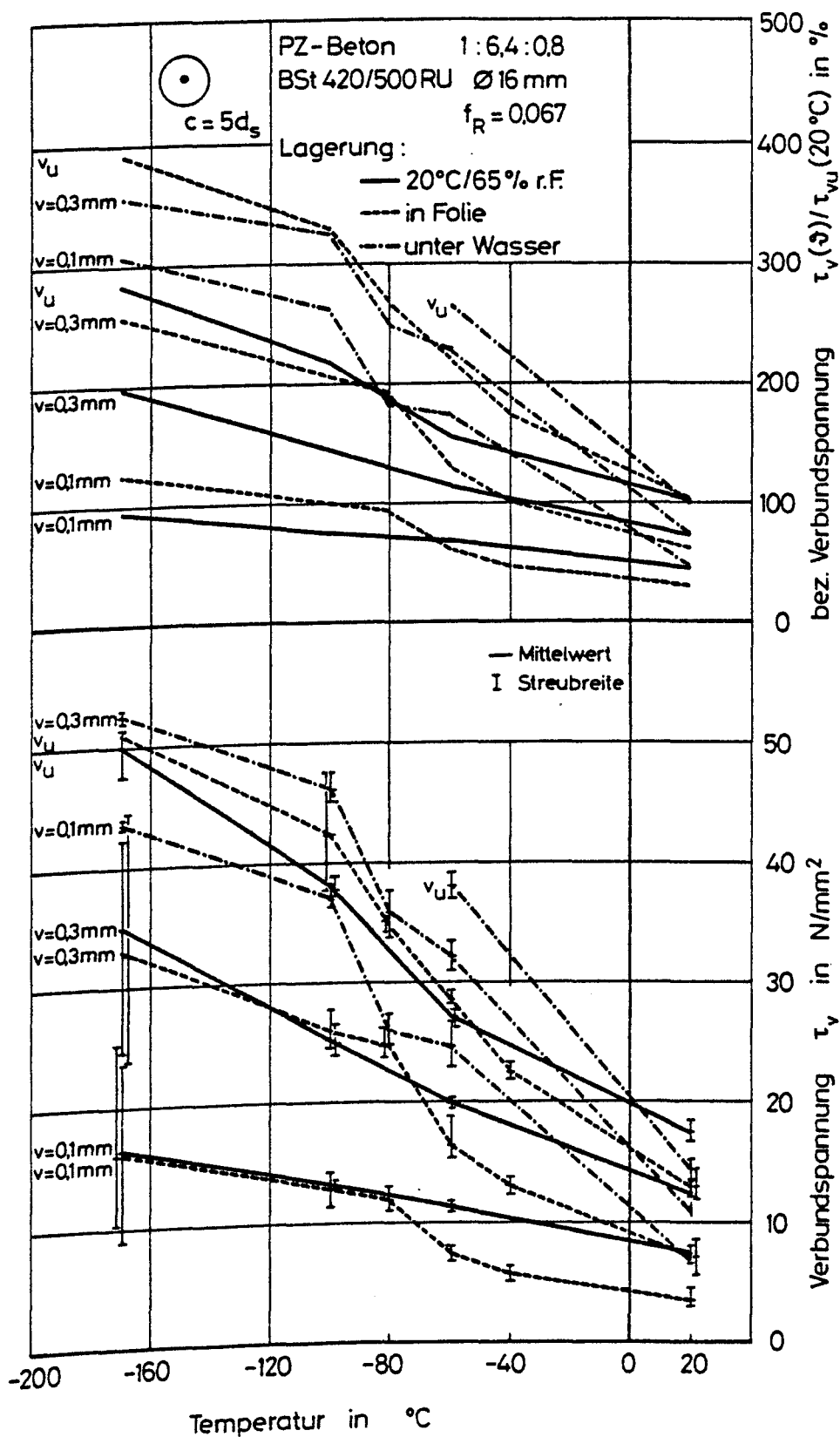


Bild 4.24: Verfestigung des Verbundwiderstandes infolge
 TT in Abhängigkeit von der Feuchte des Betons

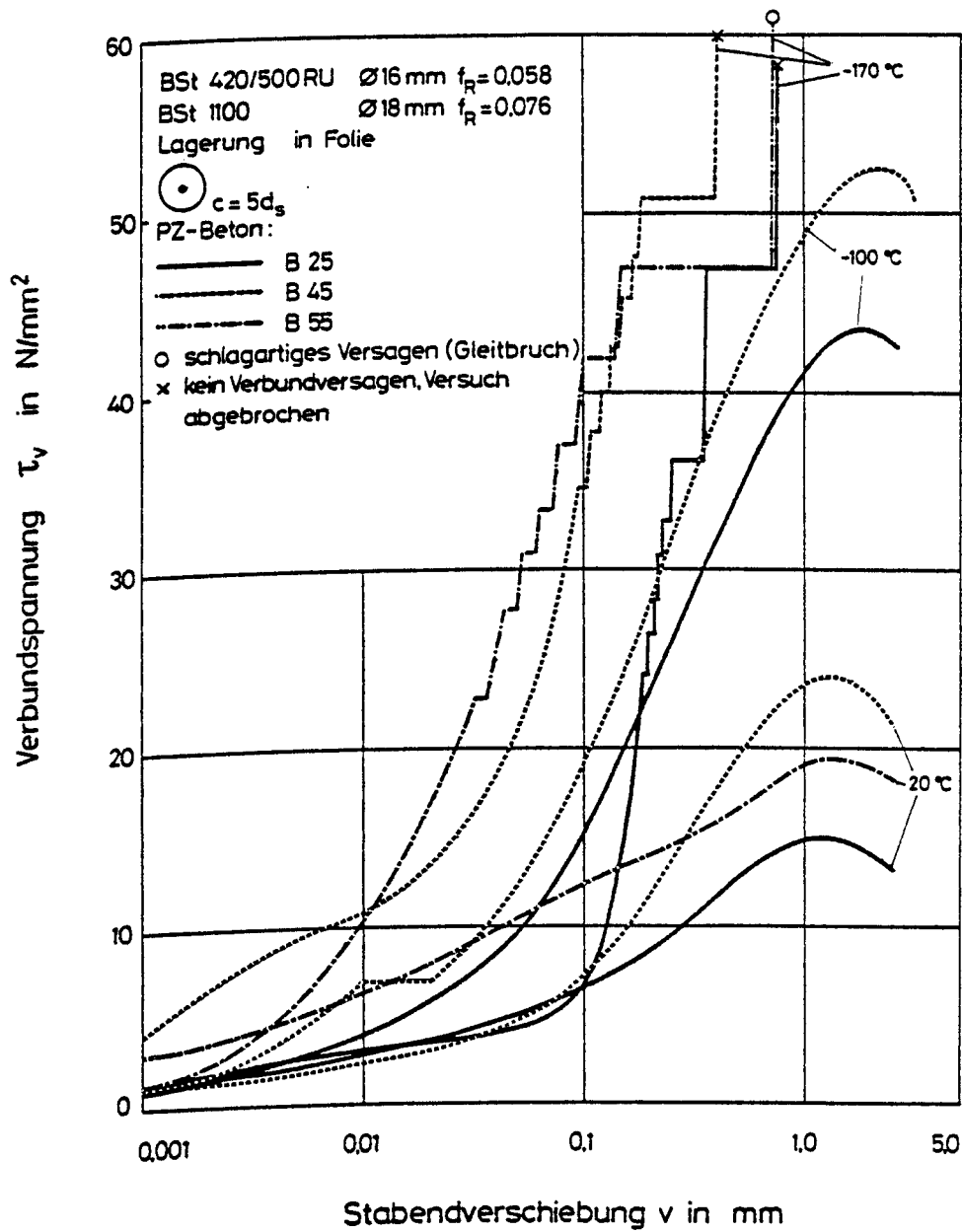


Bild 4.25: Verbundspannung – Verschiebungskurven bei TT in Abhängigkeit von der Betongüte

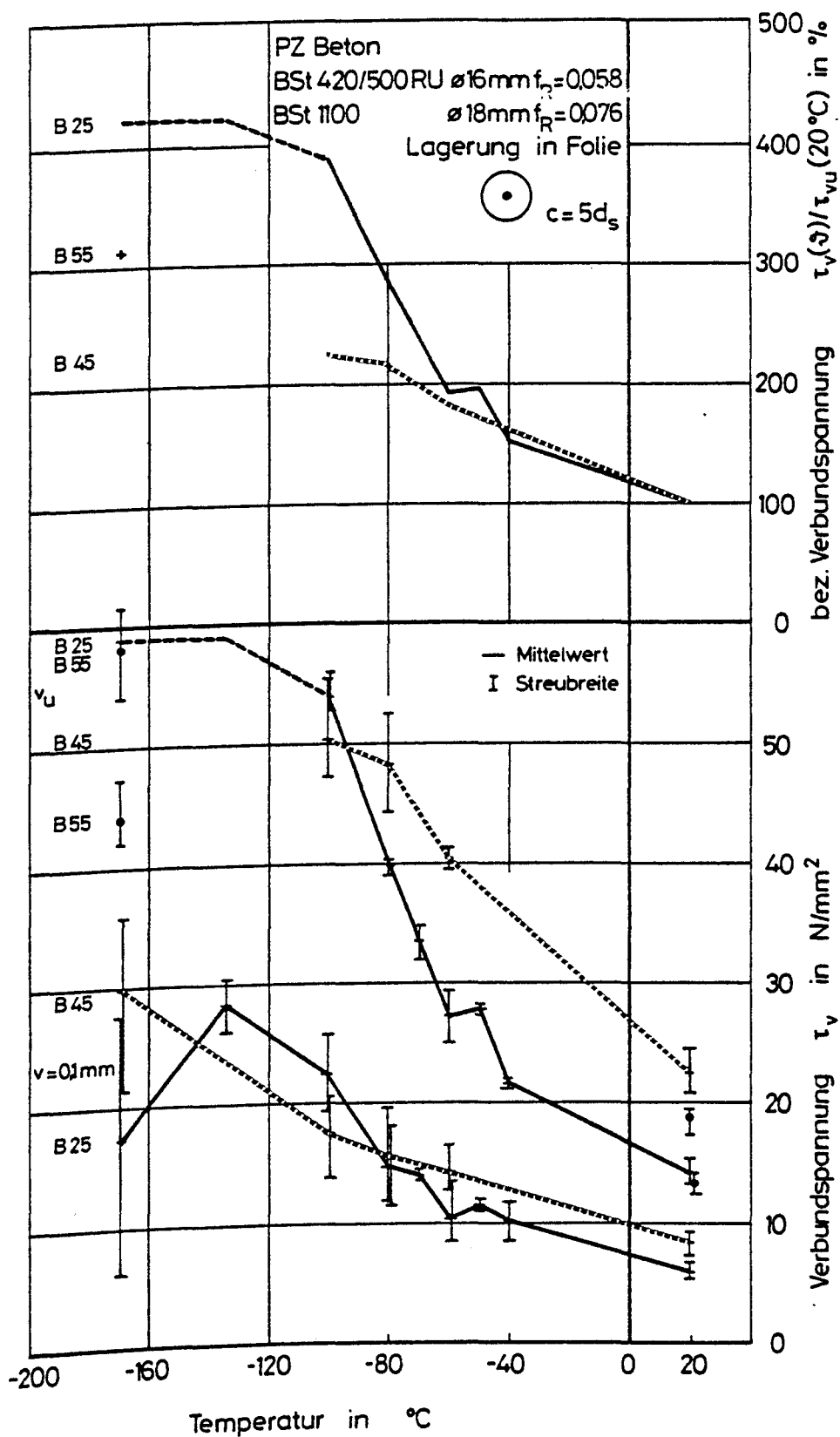


Bild 4.26: Verfestigung des Verbundwiderstandes infolge TT in Abhängigkeit vom W/Z - Faktor

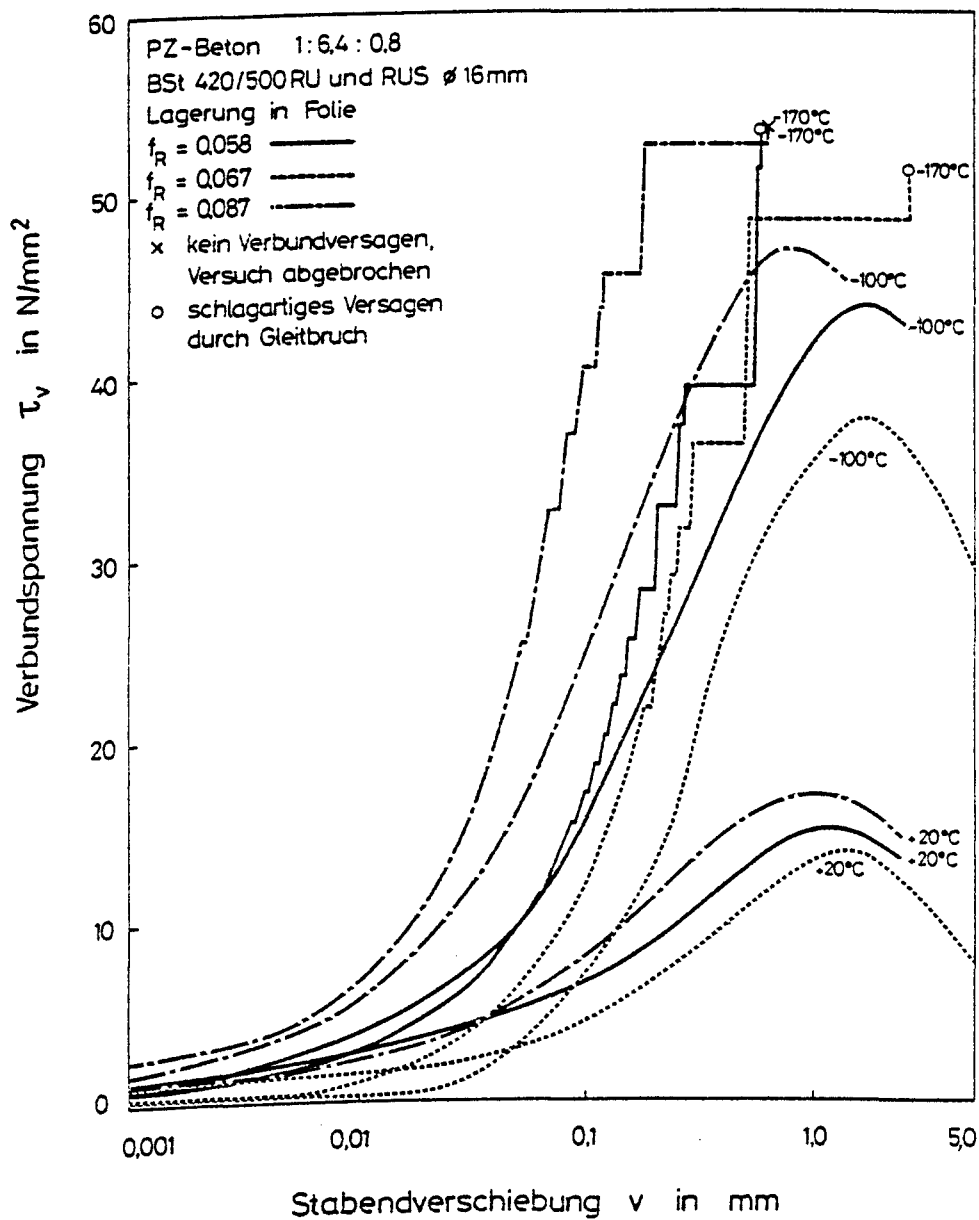


Bild 4.27: Verbundspannung - Verschiebungskurven bei TT
 in Abhängigkeit von der bezogenen Rippenfläche

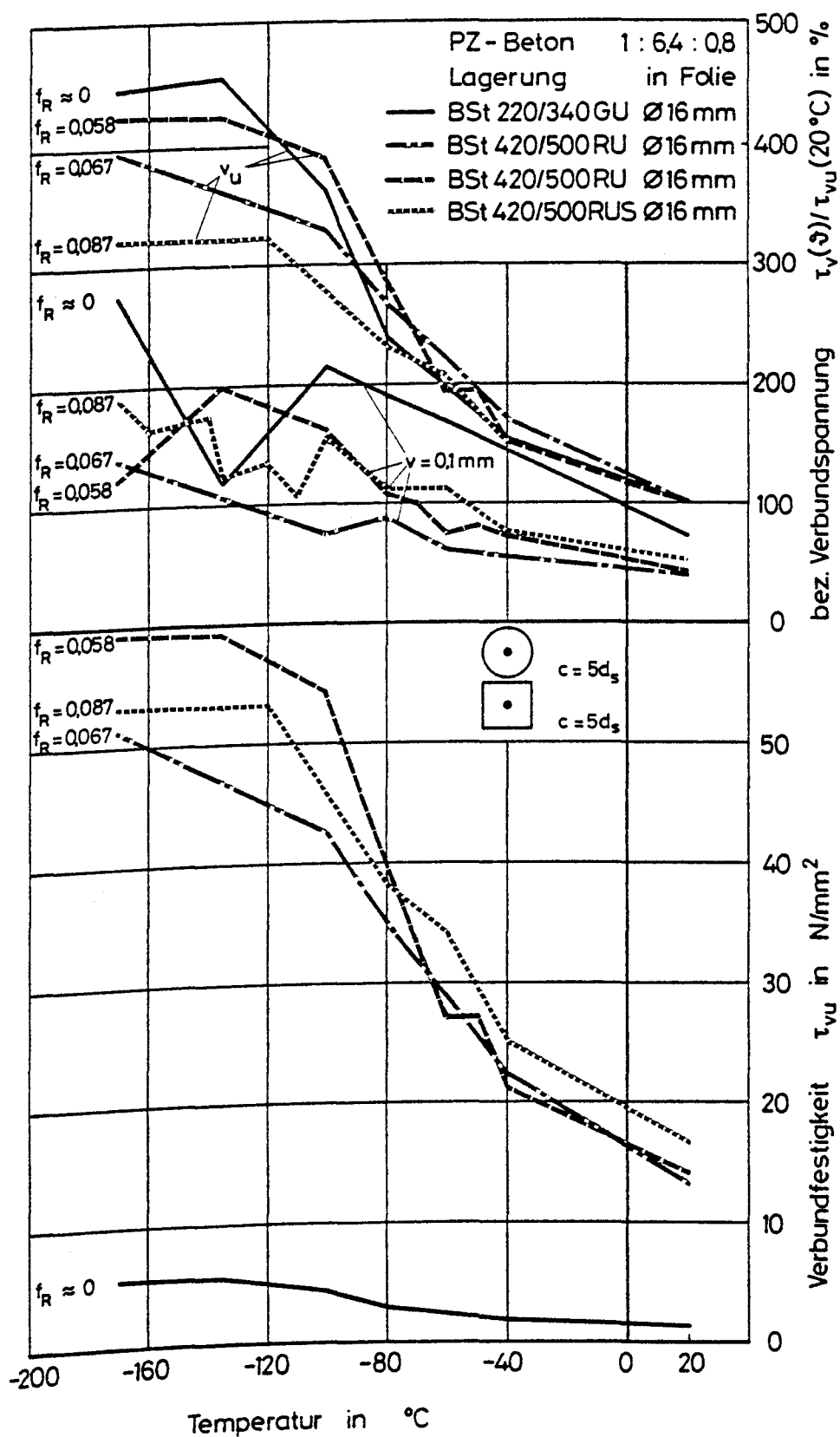


Bild 4.28: Versteifung des Verbundwiderstandes bei TT
in Abhängigkeit von der bezogenen Rippenfläche

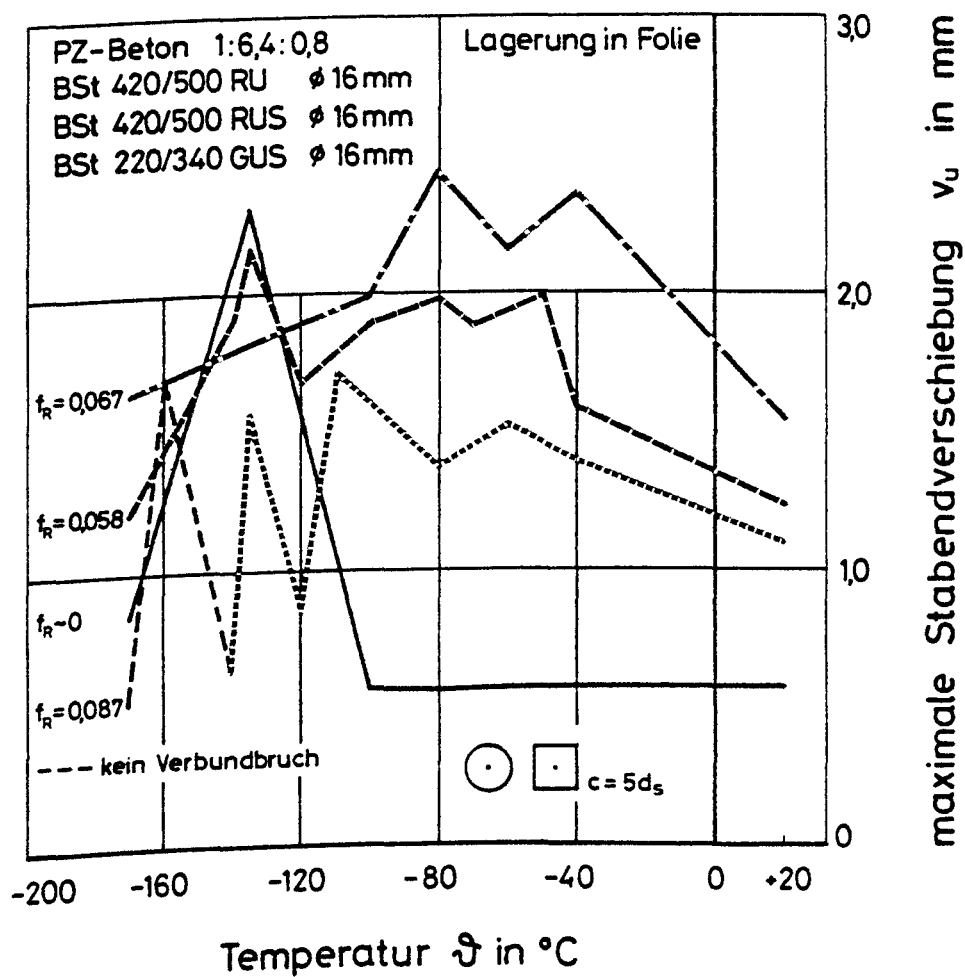


Bild 4.29: Zur Verbundfestigkeit zugehörige Stabendverschiebung v_u in Abhängigkeit von Temperatur und bezogener Rippenfläche

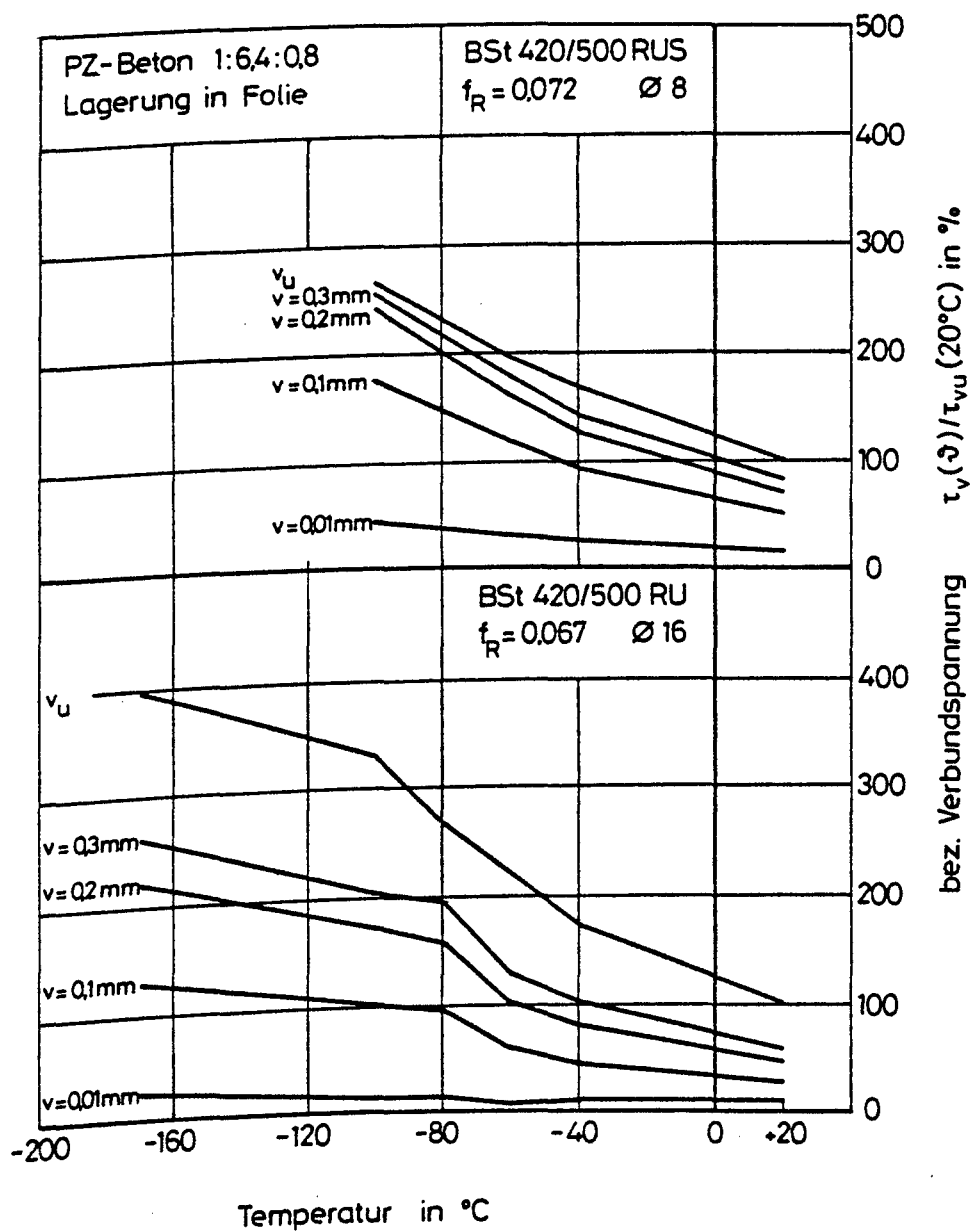


Bild 4.30: Bezogene Verbundspannungen in Abhängigkeit von Temperatur, Stabdurchmesser und Stabendverschiebung

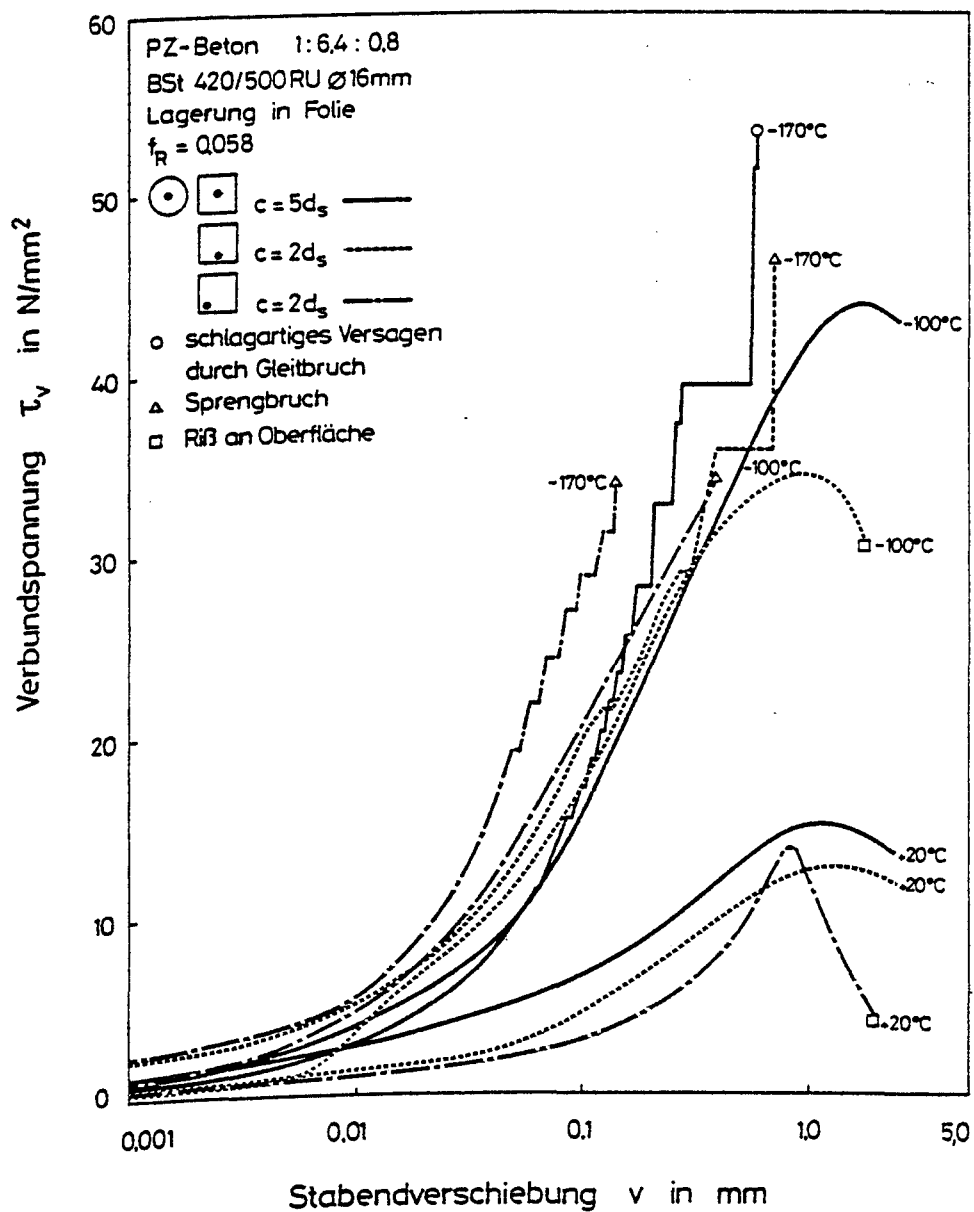


Bild 4.31: Verbundspannung – Verschiebungskurven bei TT
 in Abhängigkeit von der Lage des Bewehrungs-
 stabes ($f_R = 0,058$) und der Temperatur

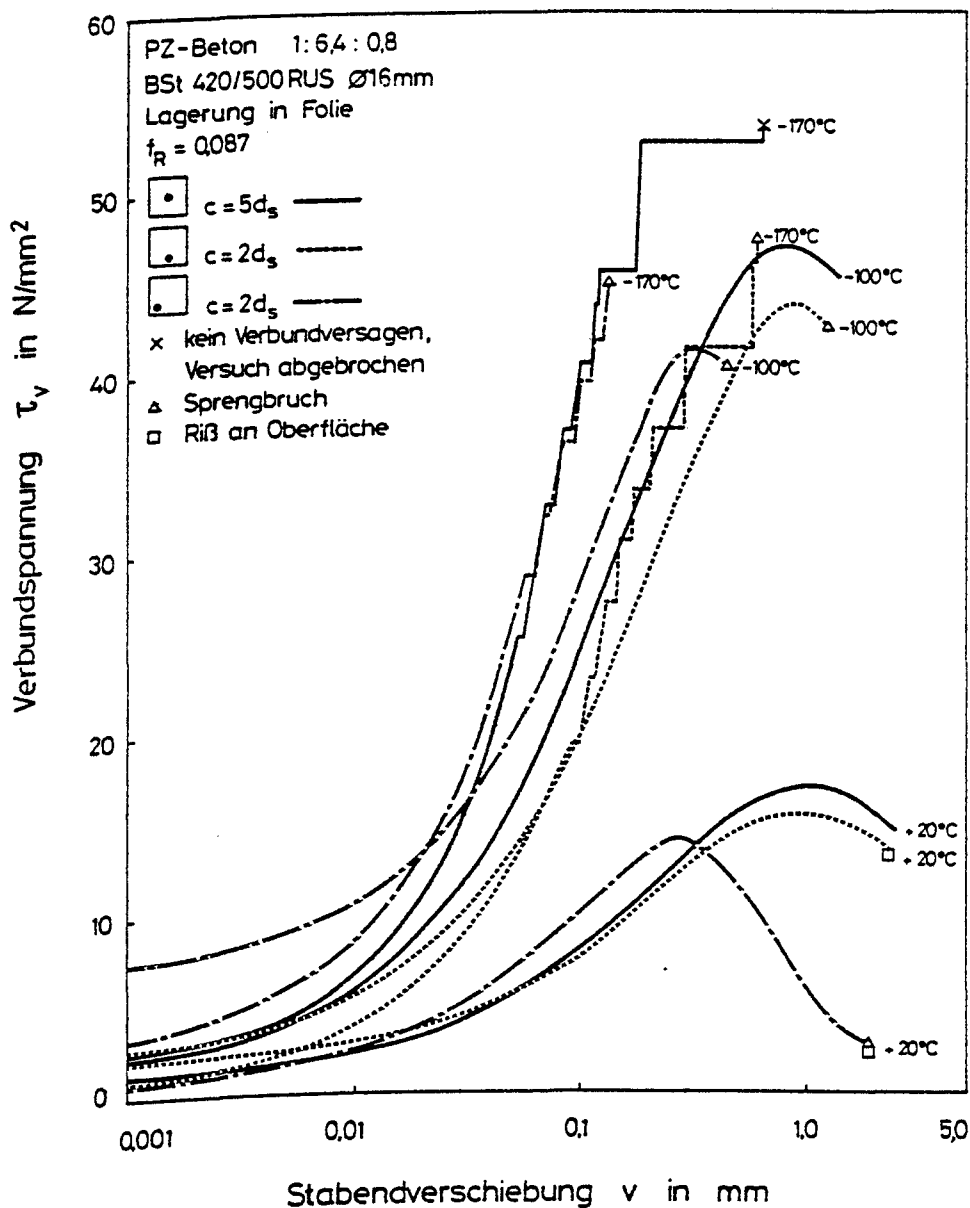


Bild 4.32: Verbundspannung – Verschiebungskurven bei TT
in Abhängigkeit von der Lage des Bewehrungs-
stabes ($f_R = 0,087$)

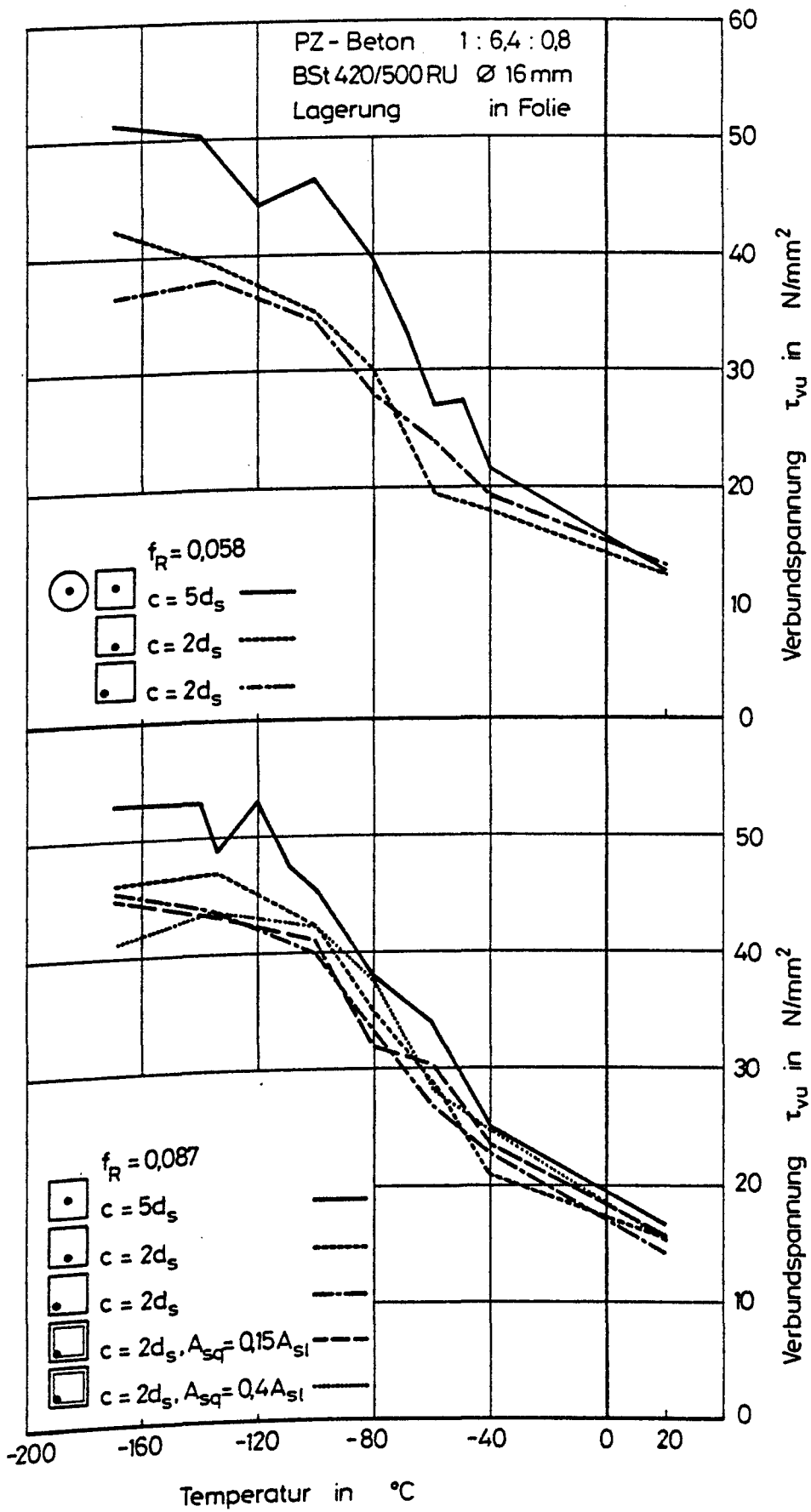


Bild 4.33: Verbundfestigkeit in Abhängigkeit von der Lage des Bewehrungsstabes, der bezogenen Rippenfläche und der Temperatur

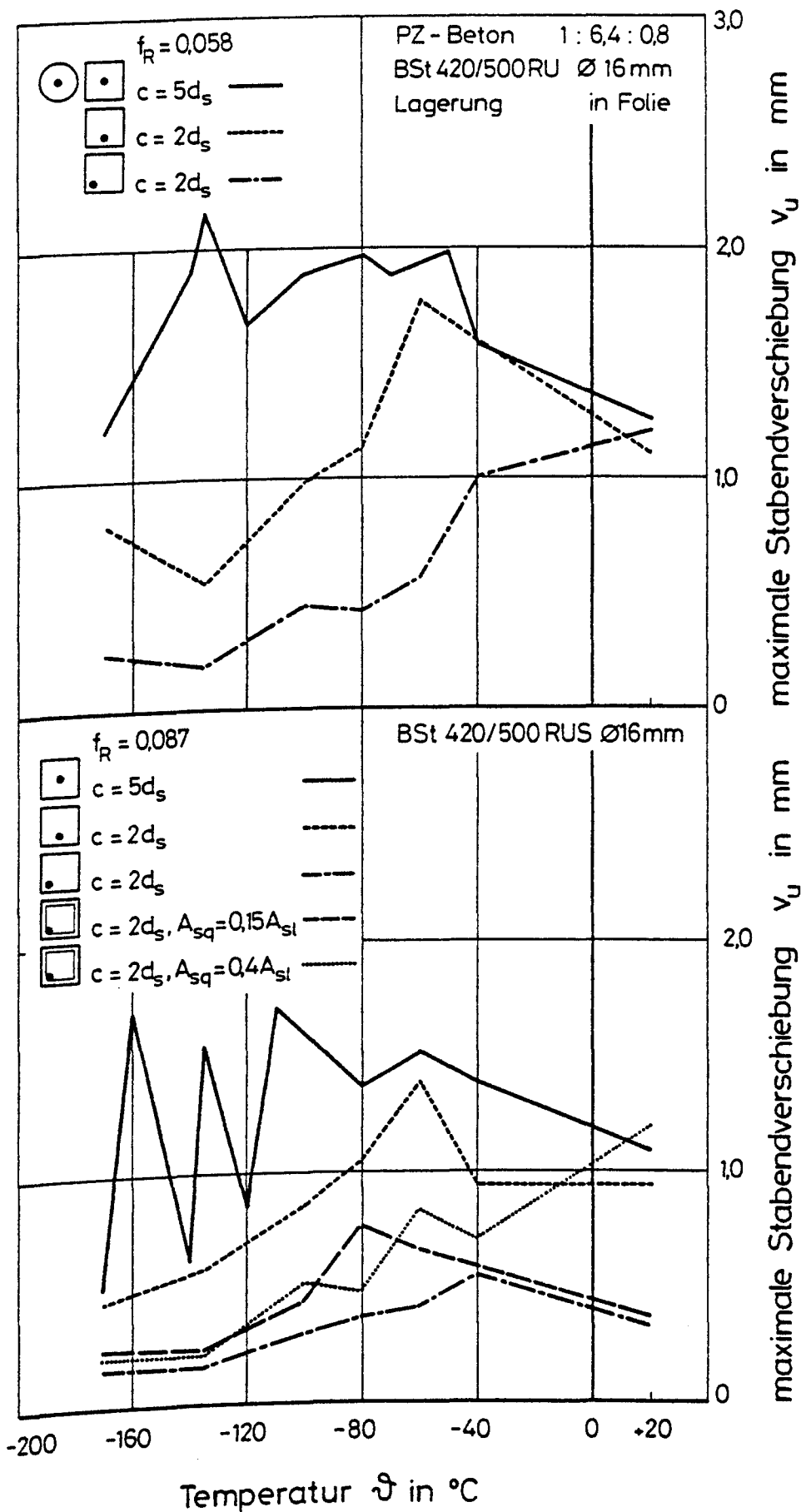


Bild 4.34: Zur Verbundfestigkeit zugehörige Stabendverschiebung v_u in Abhängigkeit von T , Lage und bez. Rippenfläche des Bewehrungsstabes

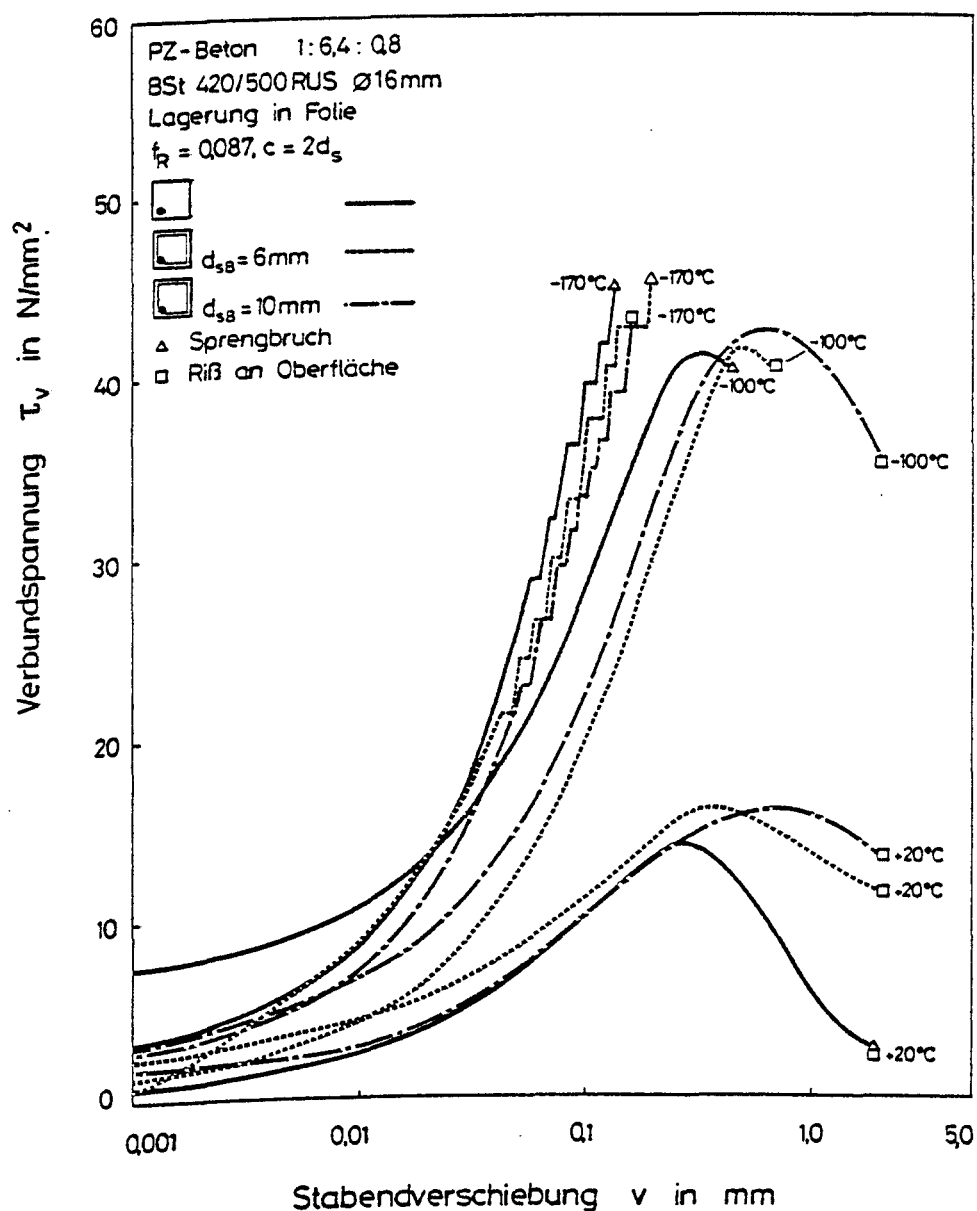


Bild 4.35: Verbundspannung - Verschiebungskurven bei TT
 in Abhängigkeit von der Querbewehrung

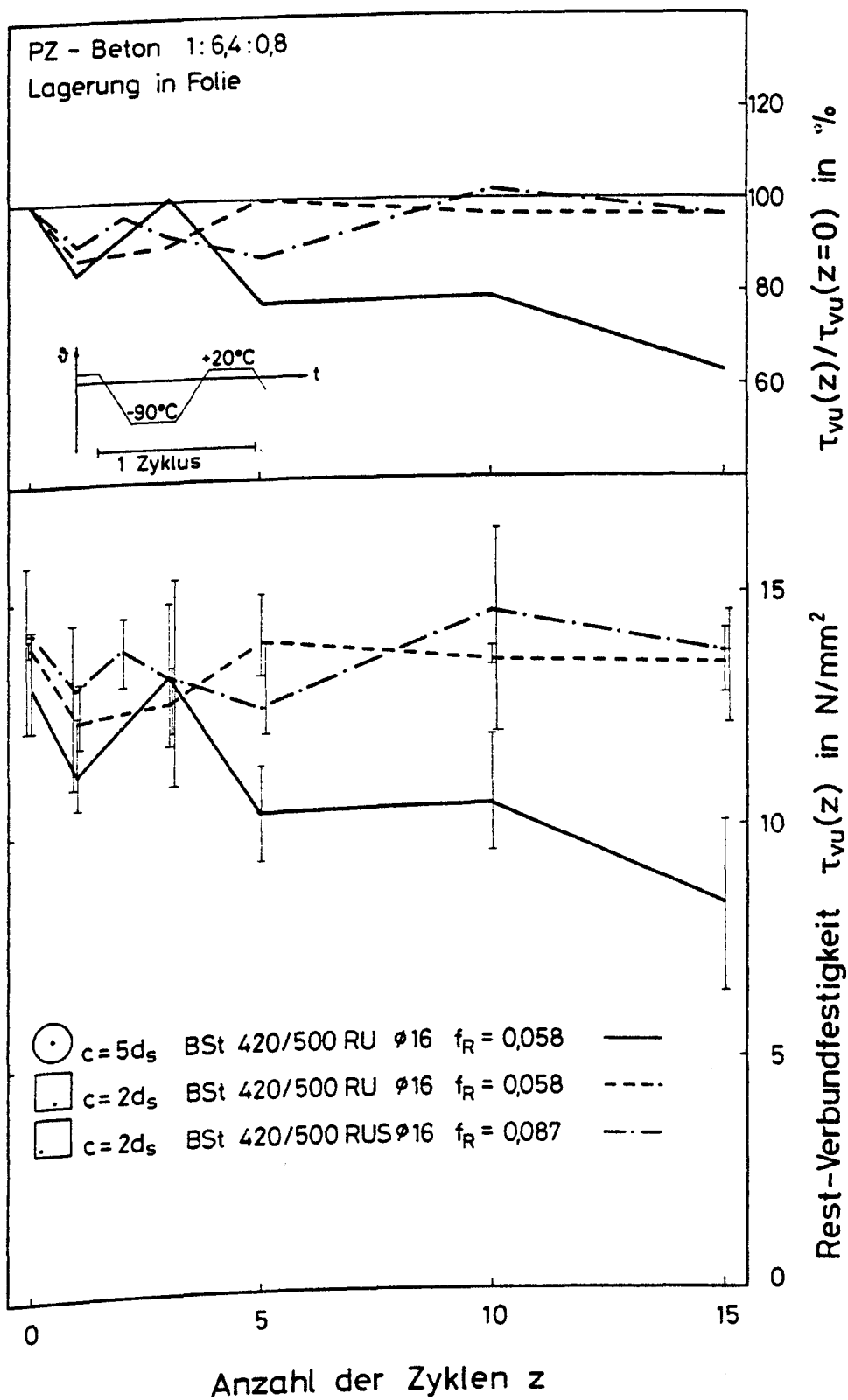


Bild 4.36: Verbundfestigkeit in Abhängigkeit von der Lage des Stabes und von Tieftemperaturzyklen

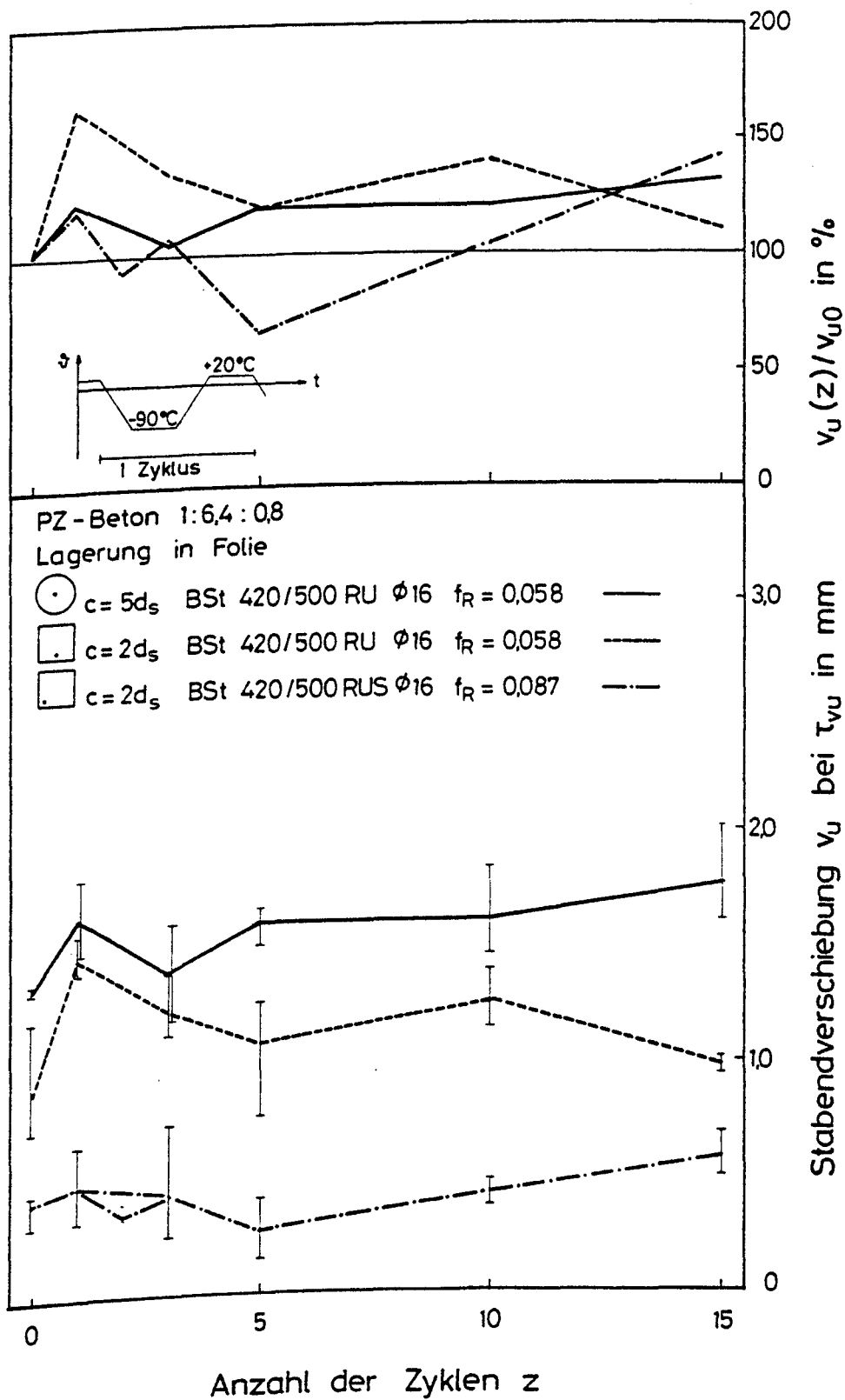


Bild 4.37: Zur Verbundfestigkeit zugehörige Stabendverschiebung v_u in Abhängigkeit von zyklischer Tieftemperaturbeanspruchung

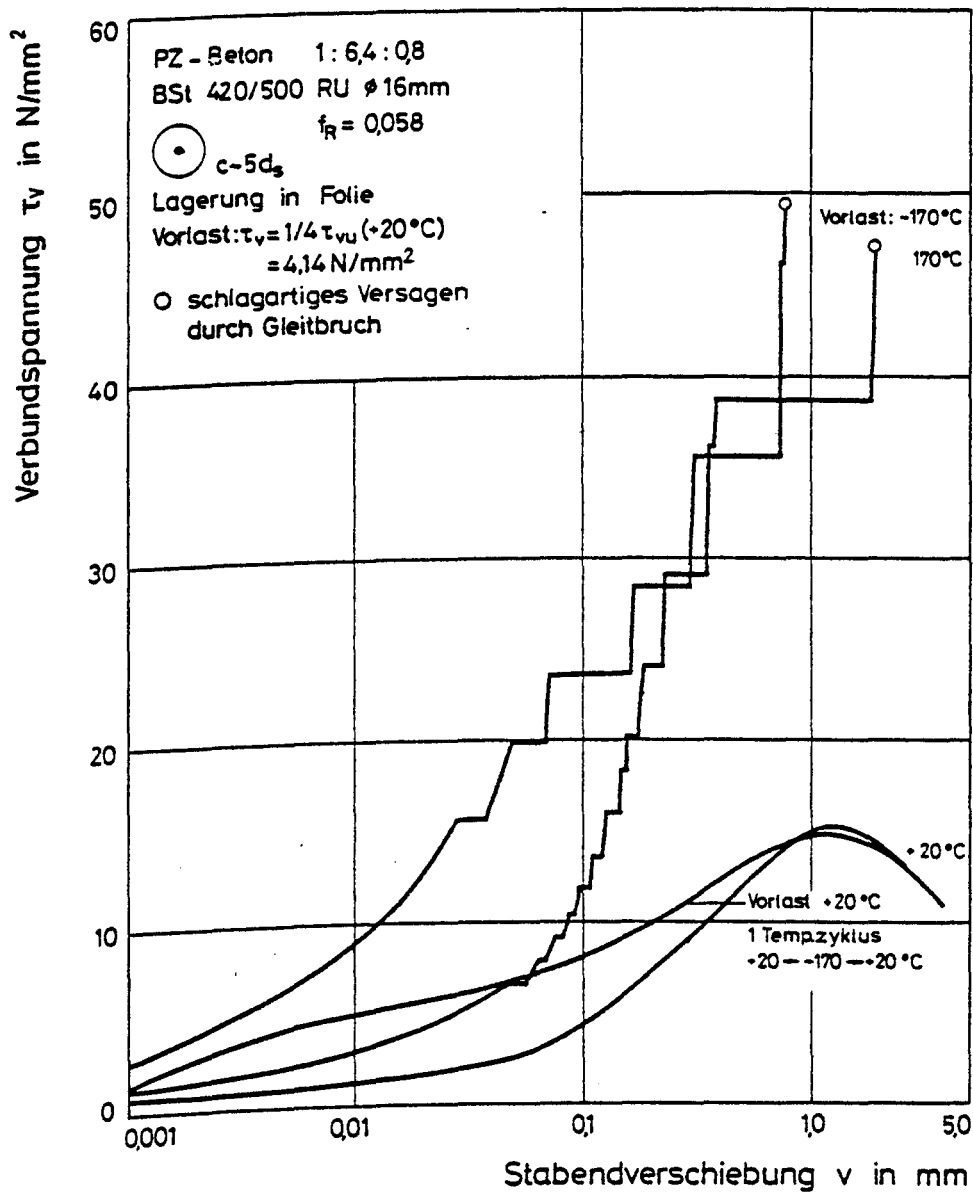


Bild 4.38: Verbundspannung - Verschiebungskurven in Abhängigkeit einer Vorlast

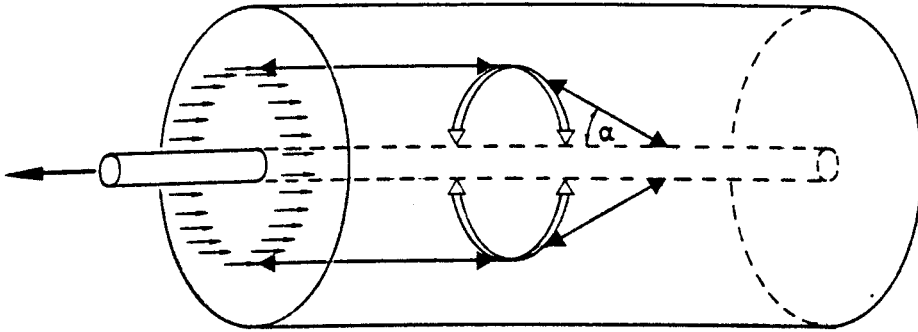


Bild 5.1: Schematische Darstellung des Kraftverlaufes im Ausziehkörper

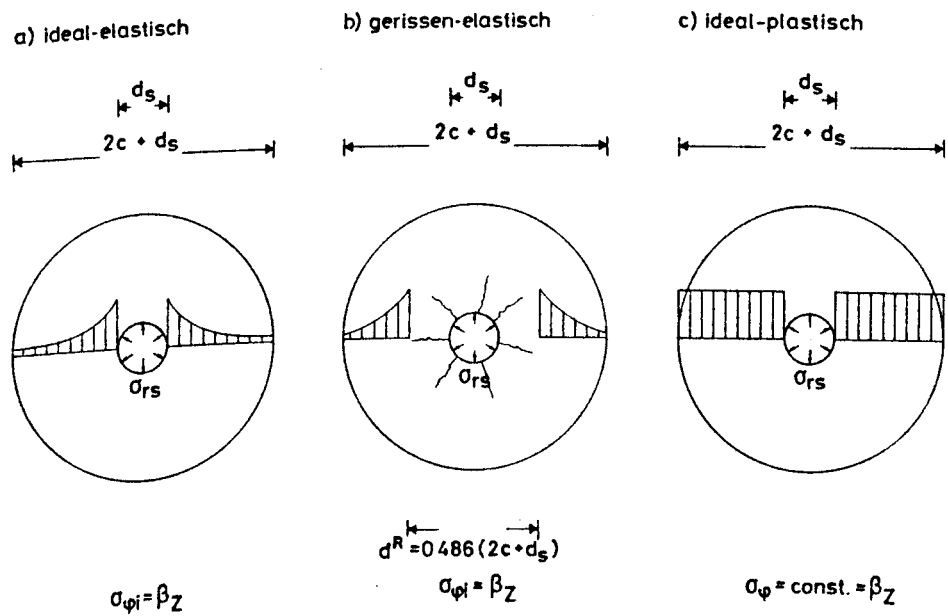


Bild 5.2: Spannungsgrenzzustände einer Betonringscheibe unter Innendruck nach [45]

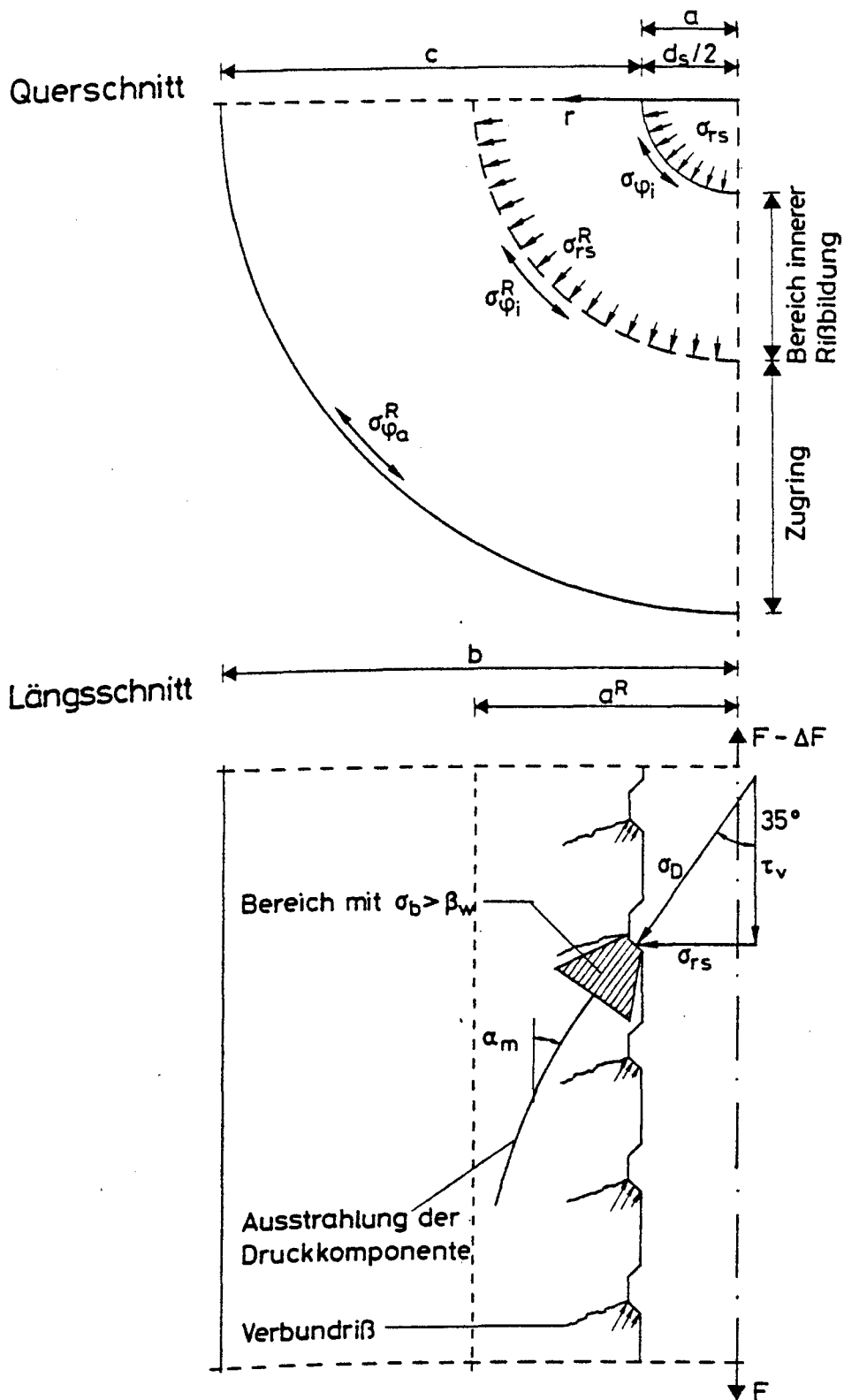


Bild 5.3: Ausstrahlung der Verbundkräfte in der Verbundzone, dargestellt an einer Rippe

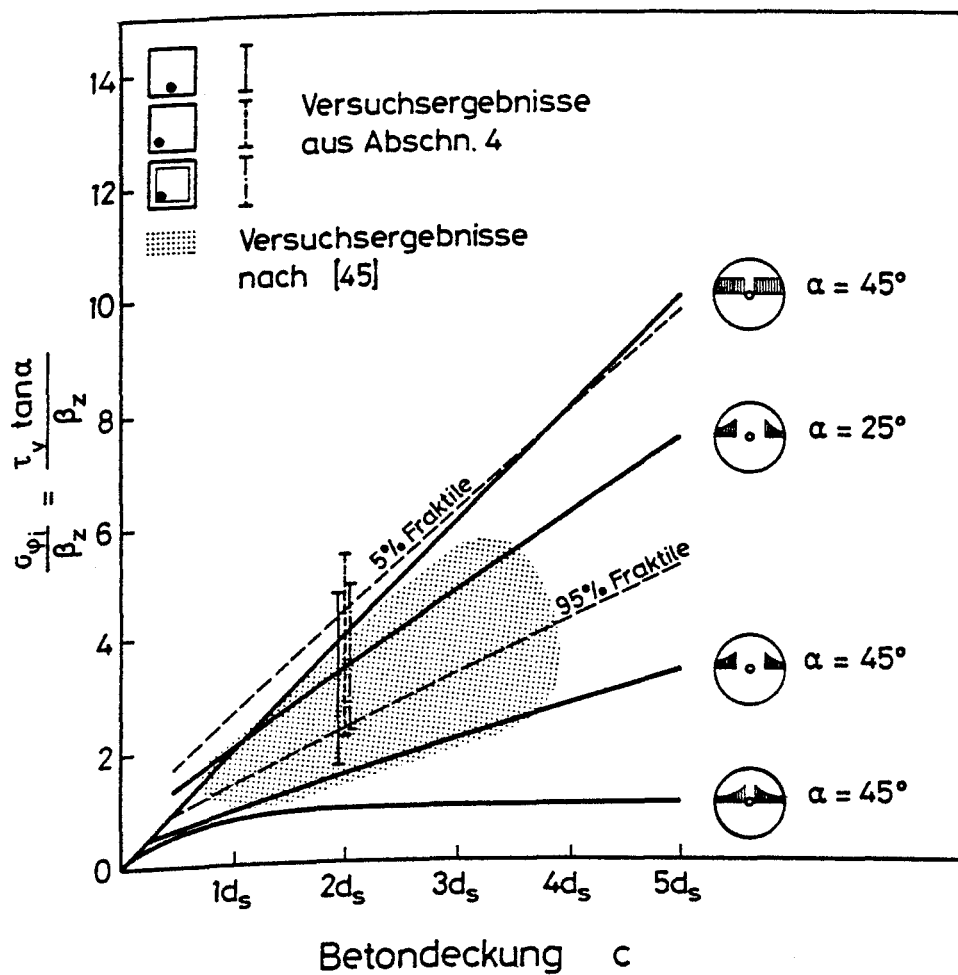


Bild 5.4: Vergleich von Gleichung (17) mit [45] zur Sprengrißbildung

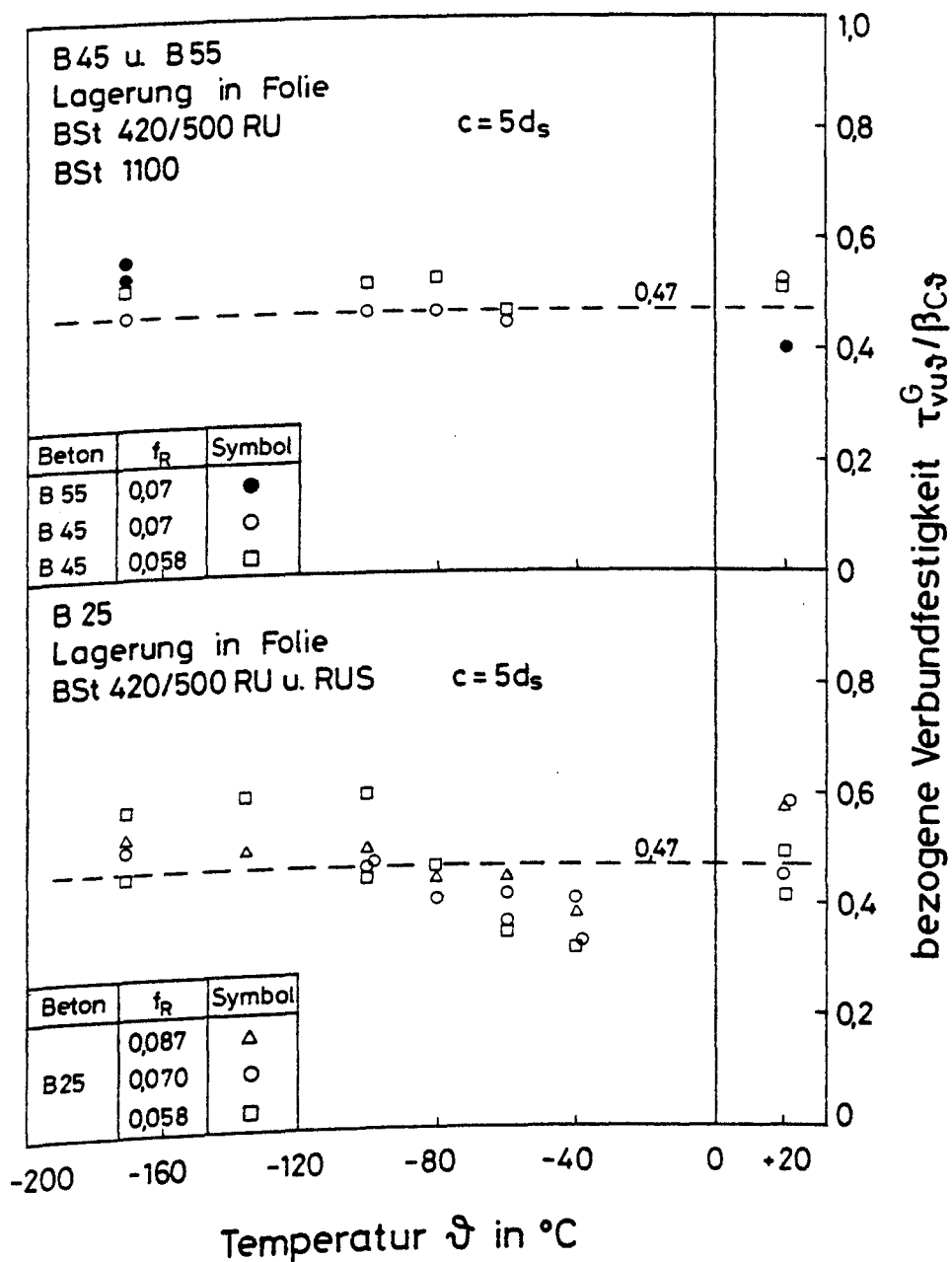


Bild 5.5: Bezogene Verbundfestigkeit, bei der in Ausziehversuchen Verbundversagen durch Gleitbruch eintrat

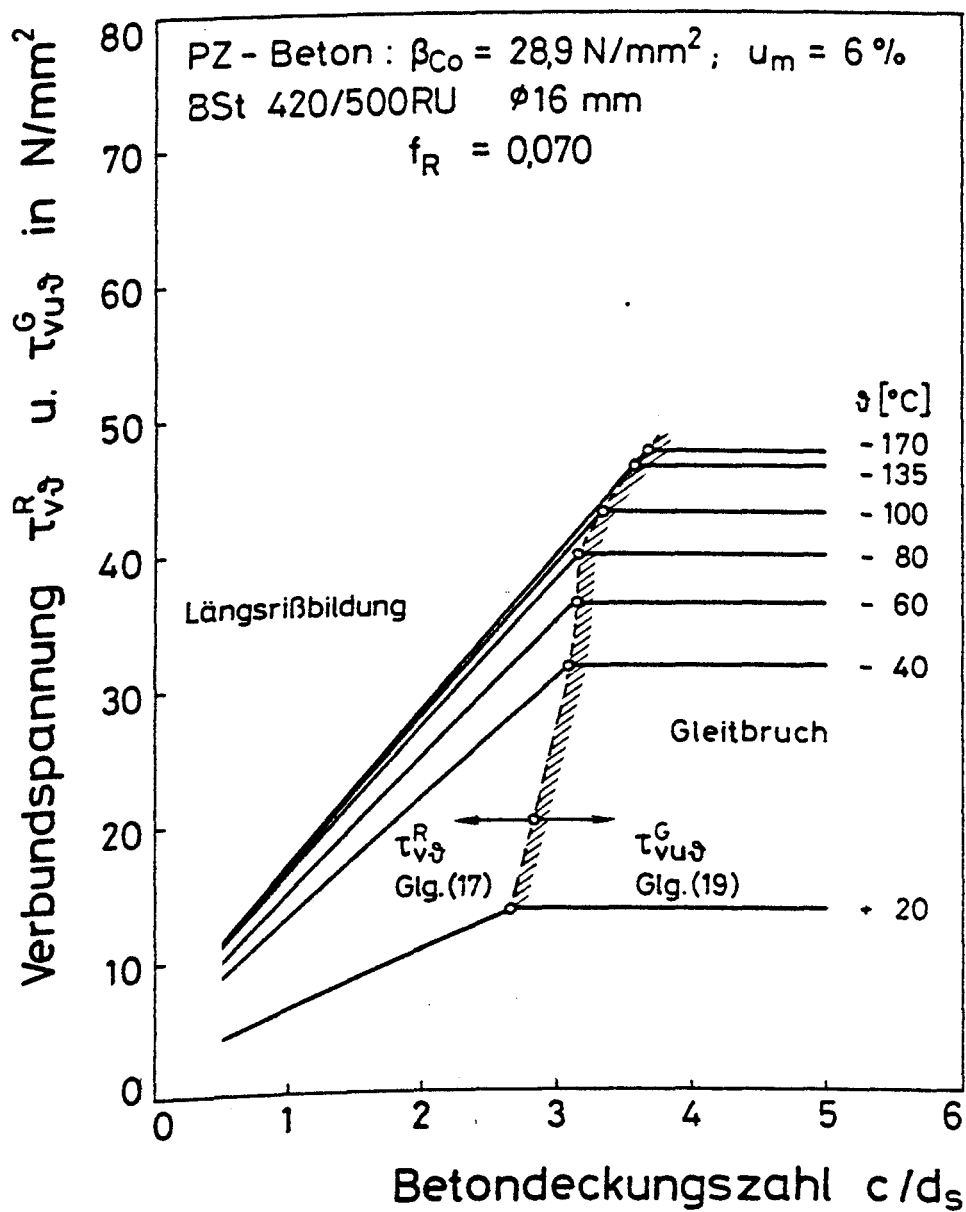


Bild 5.6: Längsrißbildung in Abhängigkeit von der Temperatur und der Betondeckung

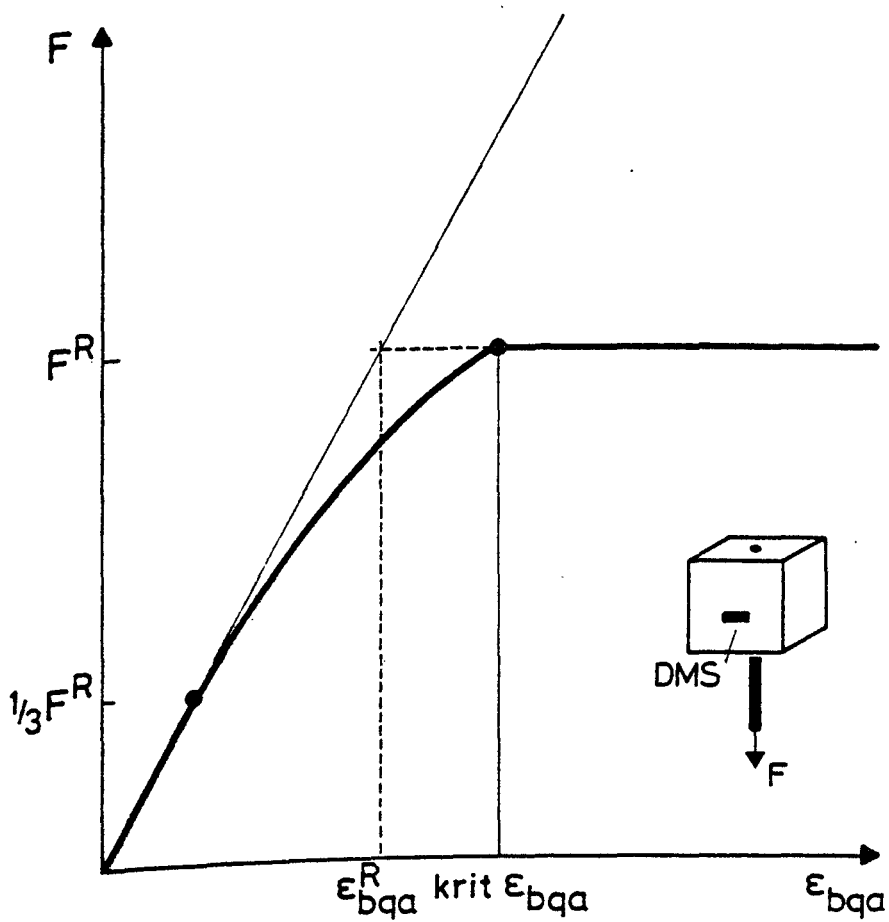


Bild 5.7: Schematische Darstellung der gemessenen Betonquerdehnungen abhängig von der Ausziehkraft

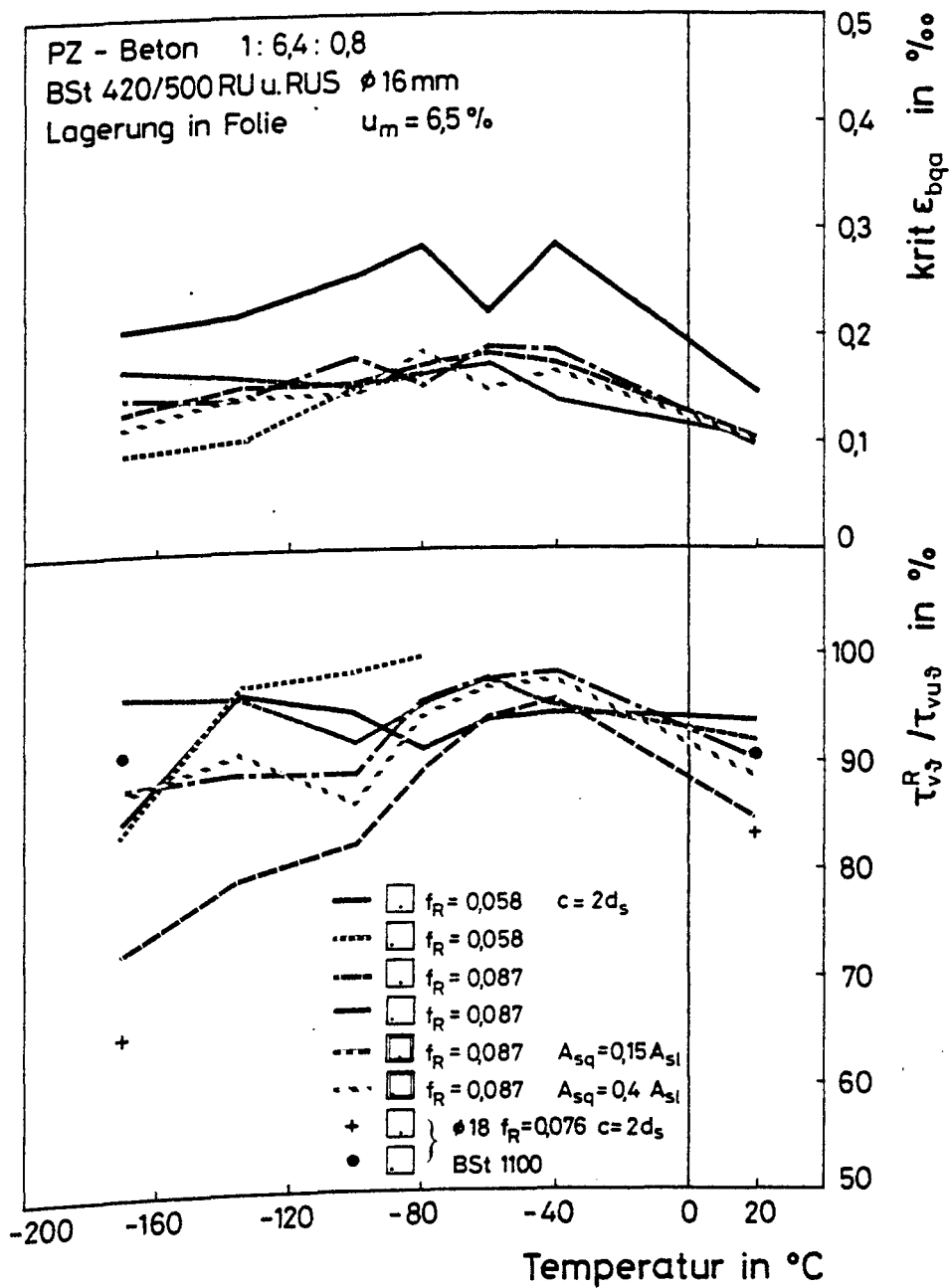


Bild 5.8: Bezogene Verbundspannung und äußere Betonquerdehnung bei Längsrißbildung an der Oberfläche in Abhängigkeit von der Temperatur

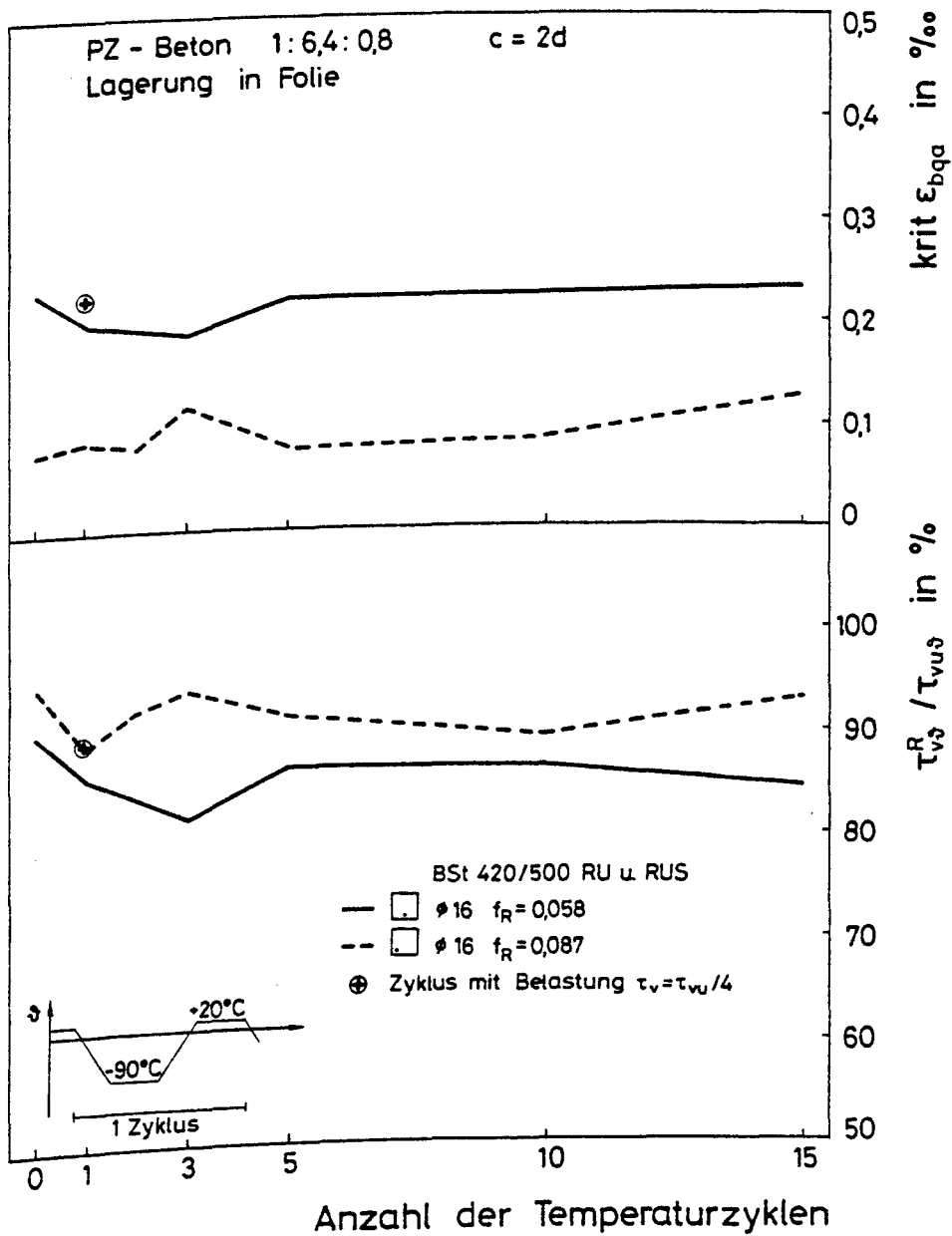


Bild 5.9: Bezogene Verbundspannung und maximale äußere Betonquerdehnung bei Längsrißbildung an der Oberfläche nach Tieftemperaturzyklen

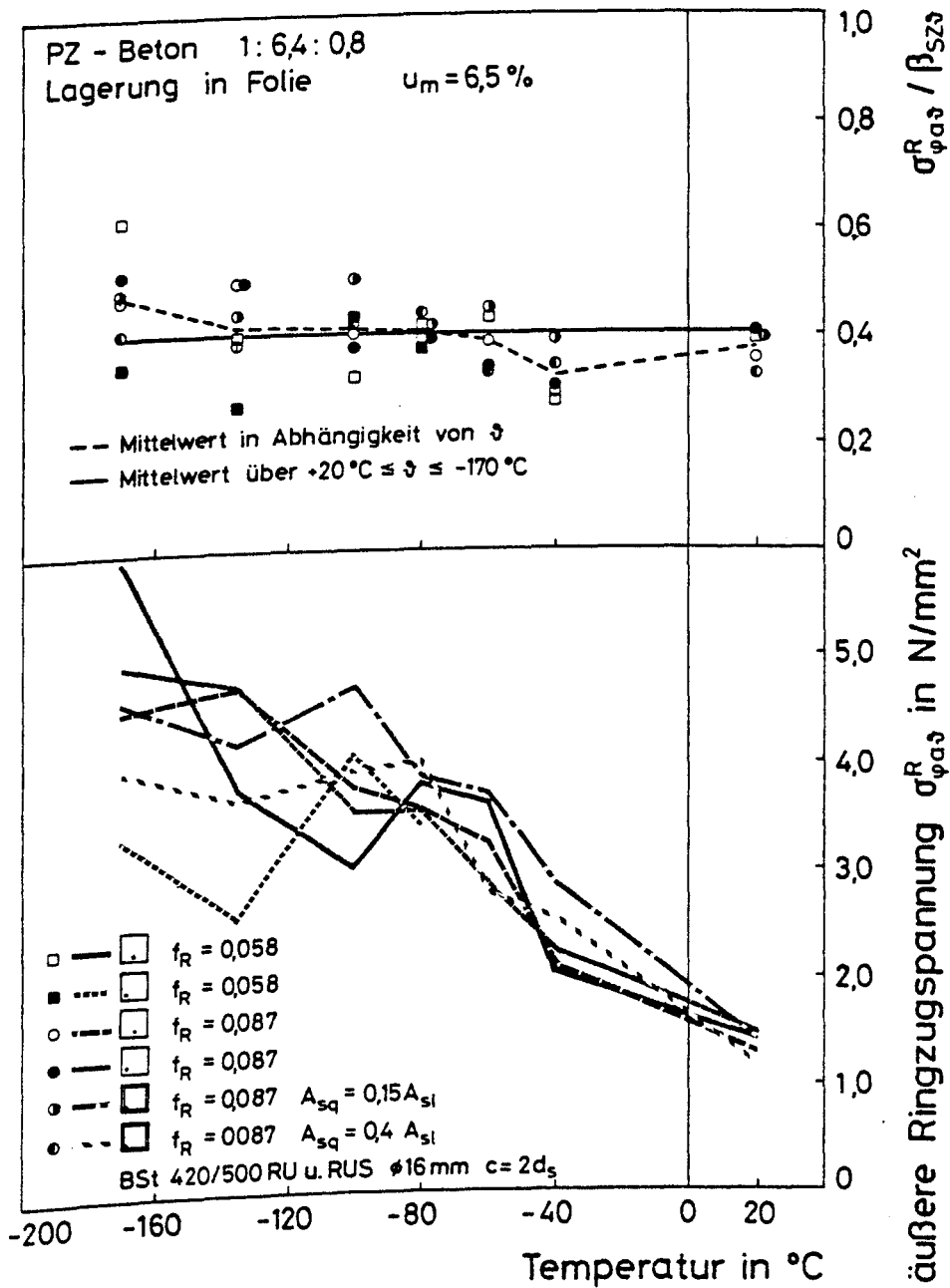


Bild 5.10: Äußere tangentielle Betonzugspannung bei Längs-
rißbildung an der Oberfläche (Versuchsergeb-
nisse) in Abhängigkeit von der Tieftemperatur

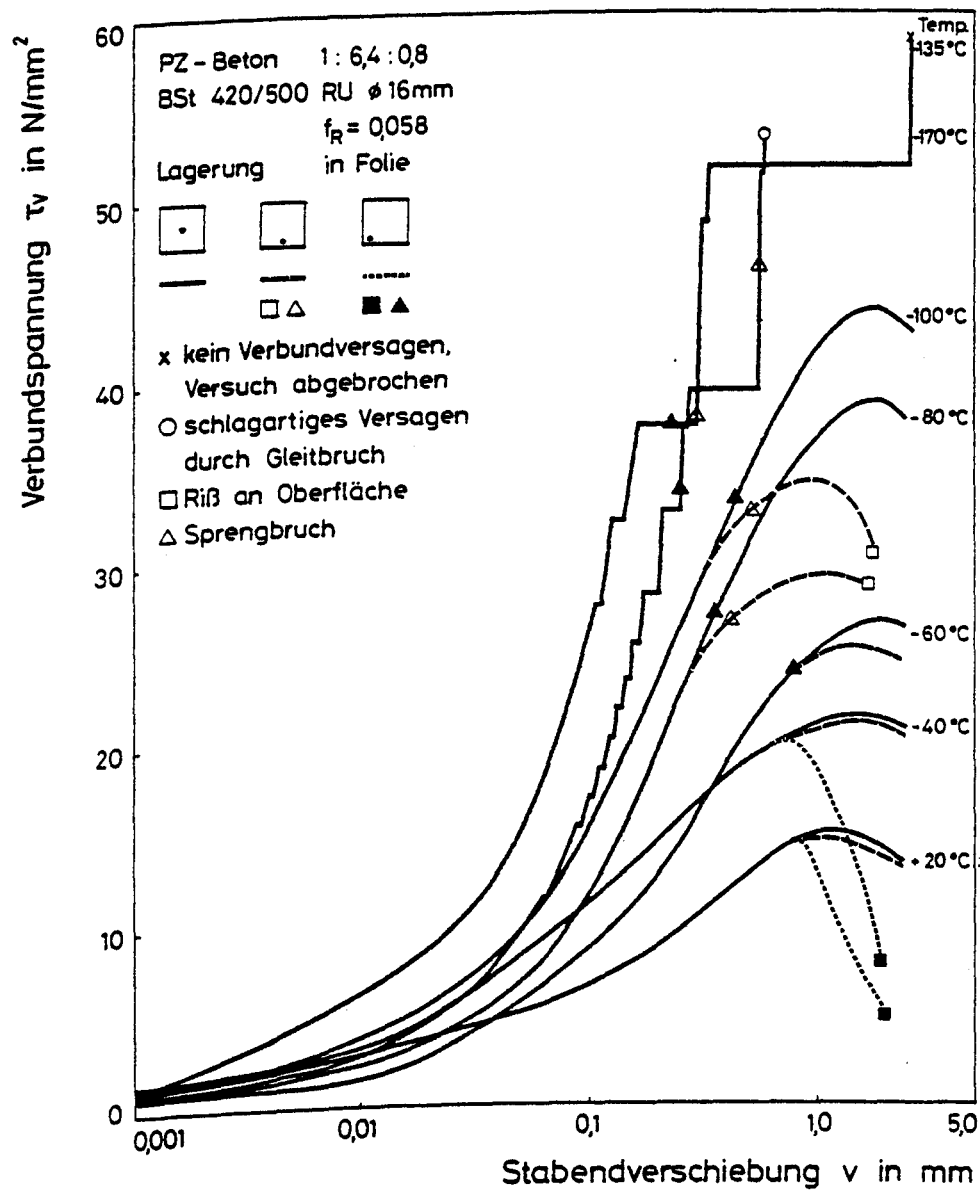


Bild 5.11: Prinzipielle Darstellung der $\tau_v - v$ - Kurven
 unter Berücksichtigung der Verbundversagensart
 für $f_R = 0,058$

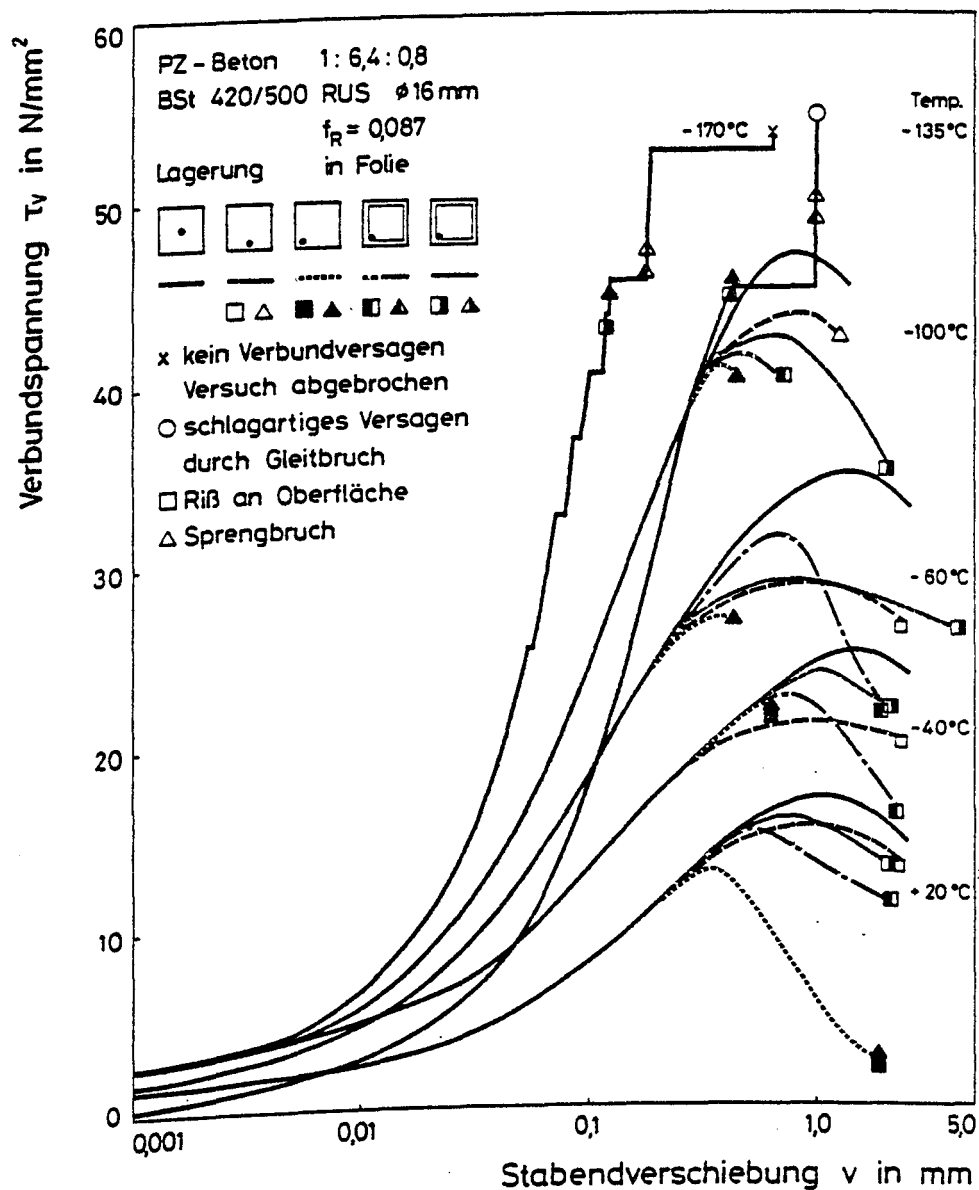


Bild 5.12: Prinzipielle Darstellung der $\tau_v - v$ - Kurven
 unter Berücksichtigung der Verbundversagensart
 mit Einfluß einer Querbewehrung für $f_R = 0,087$

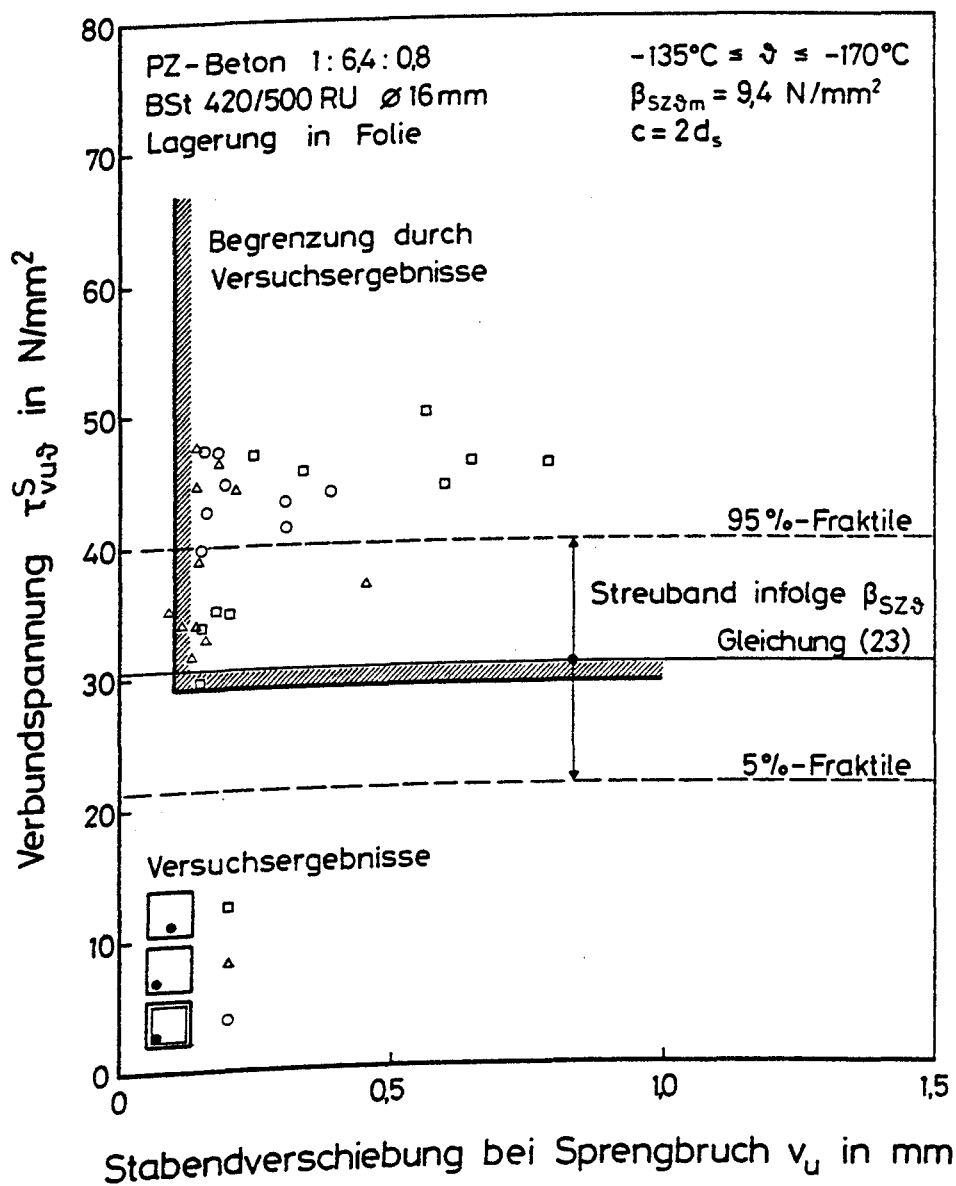


Bild 5.13: Beanspruchungszustand der Verbundkörper bei Sprengbruchversagen für $\vartheta \leq -135^{\circ}\text{C}$

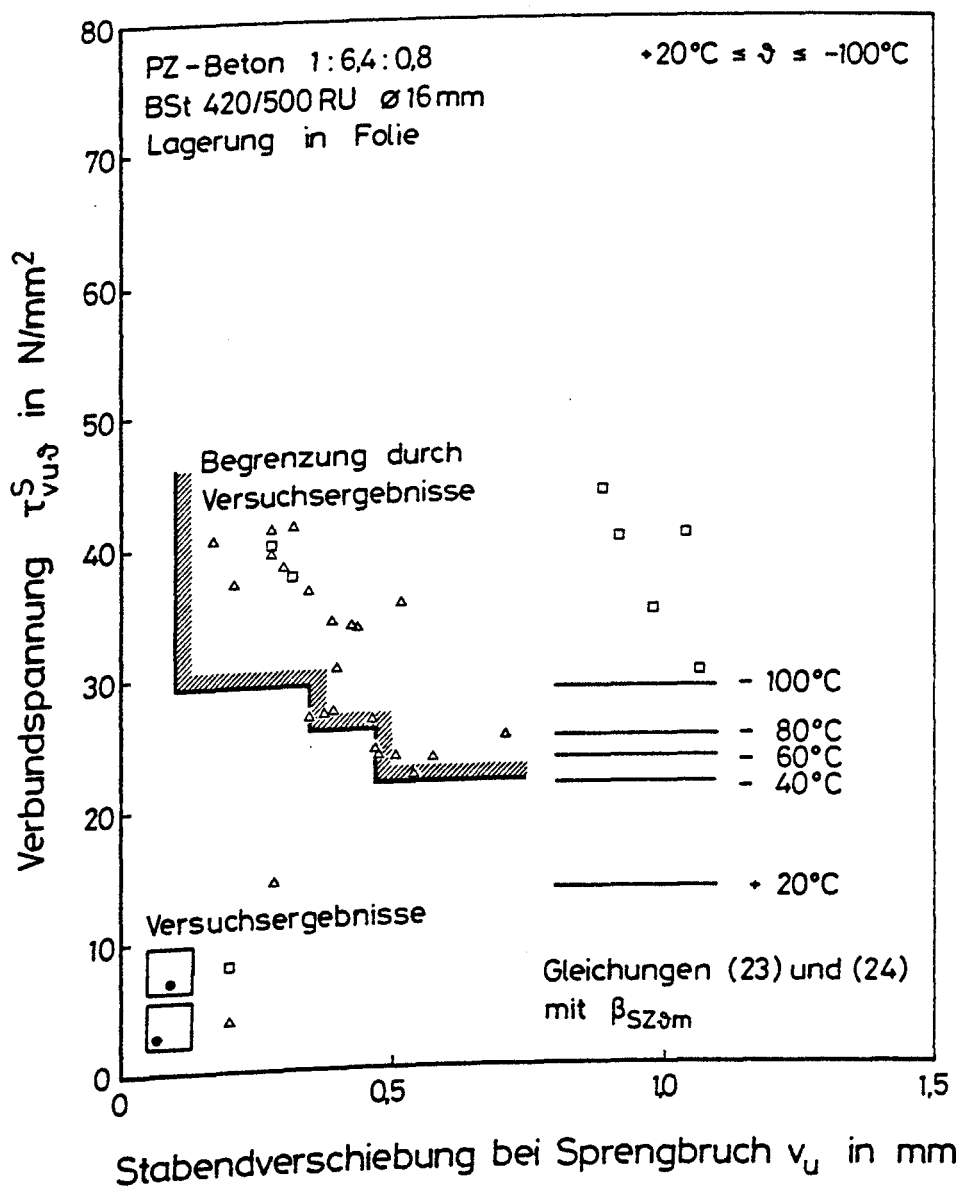


Bild 5.14: Beanspruchungszustand der Verbundkörper bei Sprengbruchversagen für $+20^{\circ}\text{C} \leq \vartheta \leq -100^{\circ}\text{C}$

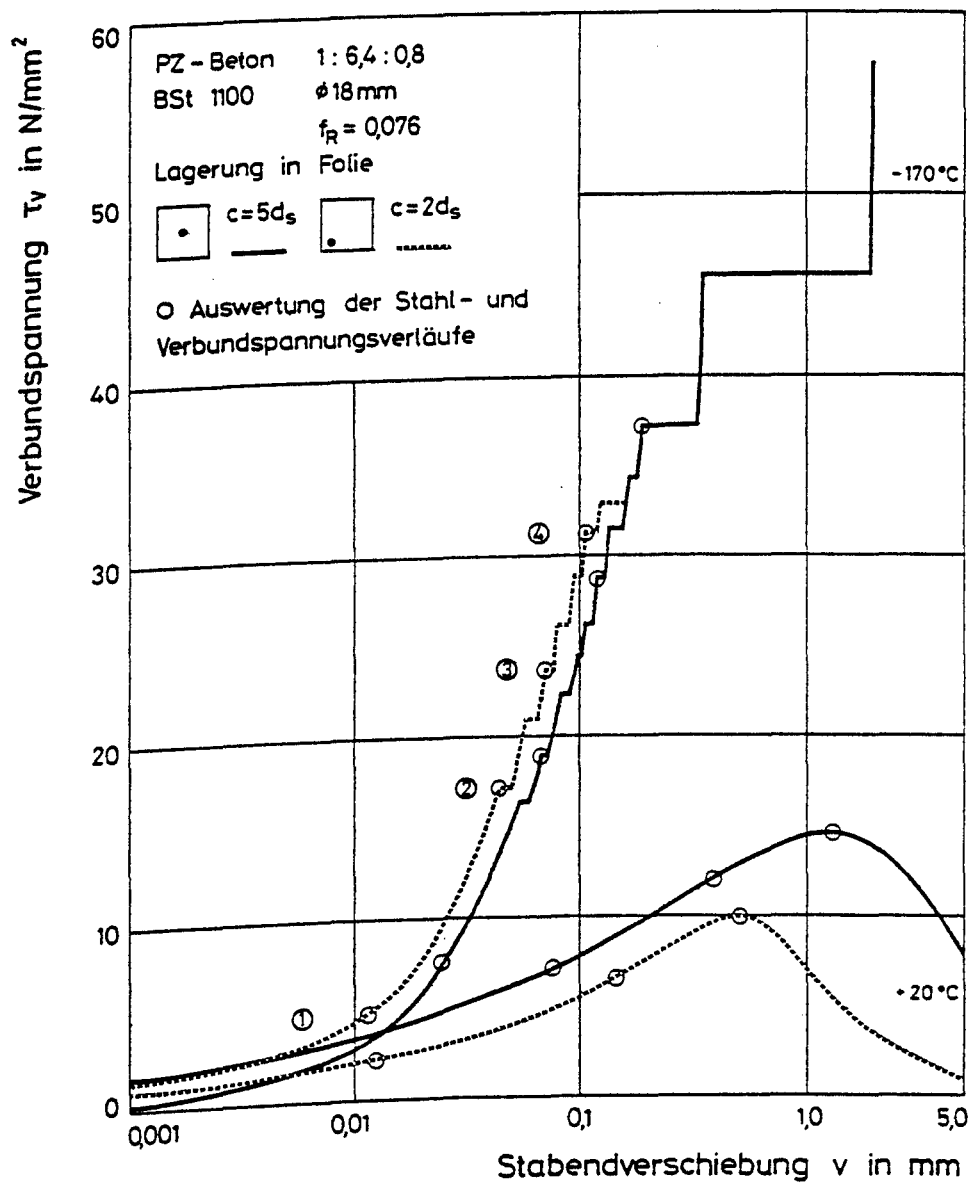


Bild 5.15: Zugehörige τ_v - v - Kurven der in Bild 5.16 -
 5.20 dargestellten Stahl- und Verbundspannungs-
 verläufe

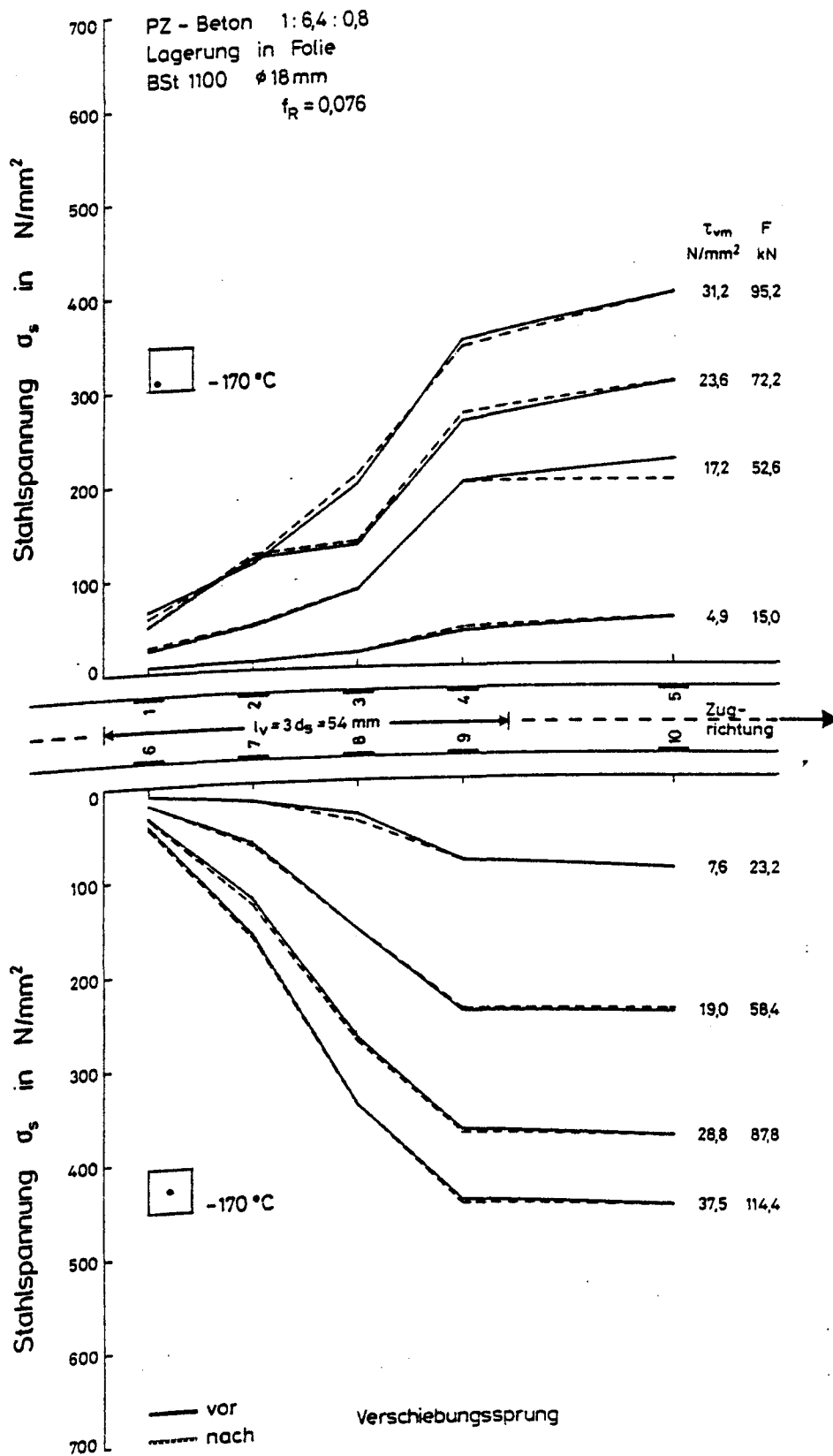


Bild 5.16: Stahlspannungsverlauf entlang der Verbundlänge in Abhängigkeit von der Betondeckung, $\vartheta = -170$ °C

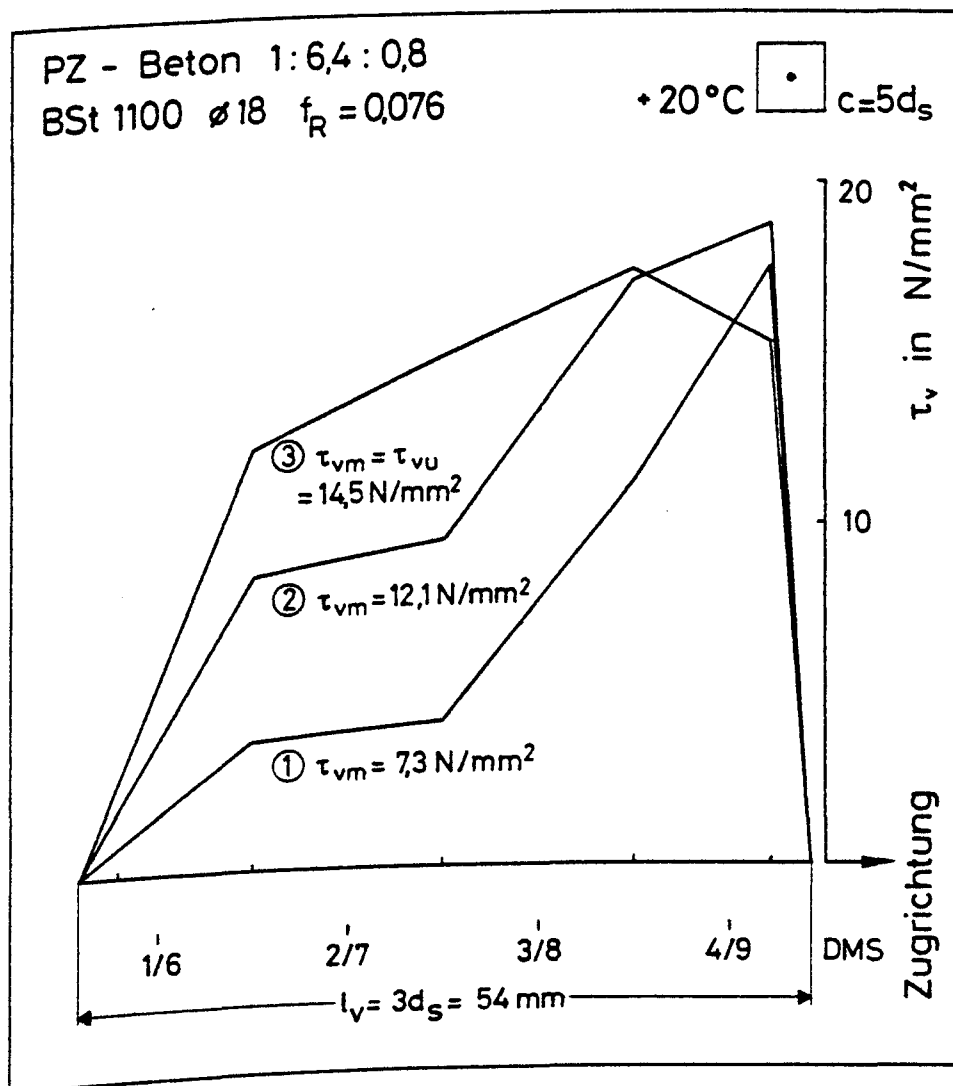


Bild 5.17: Verbundspannungsverlauf innerhalb der Verbundlänge bei RT und $c = 5d_s$

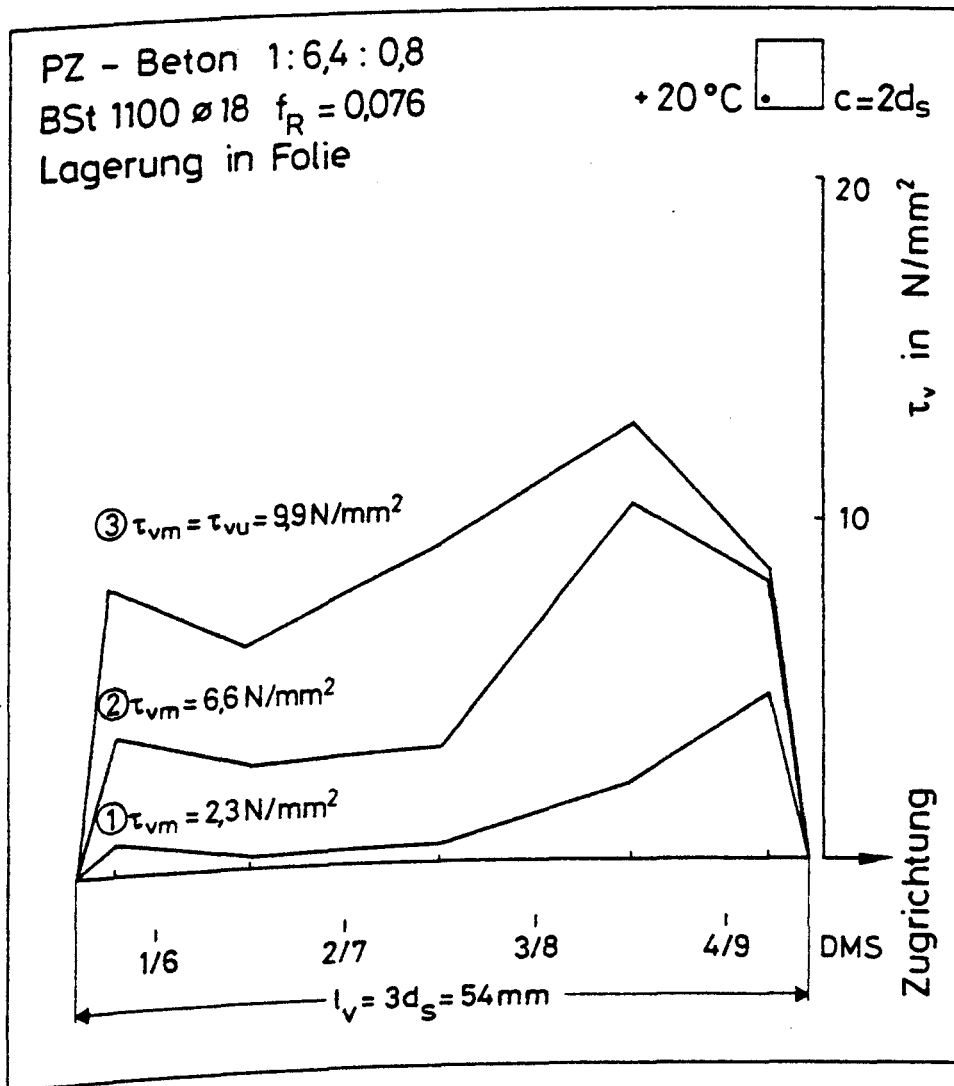


Bild 5.18: Verbundspannungsverlauf innerhalb der Verbundlänge bei RT und Ecklage des Stabes

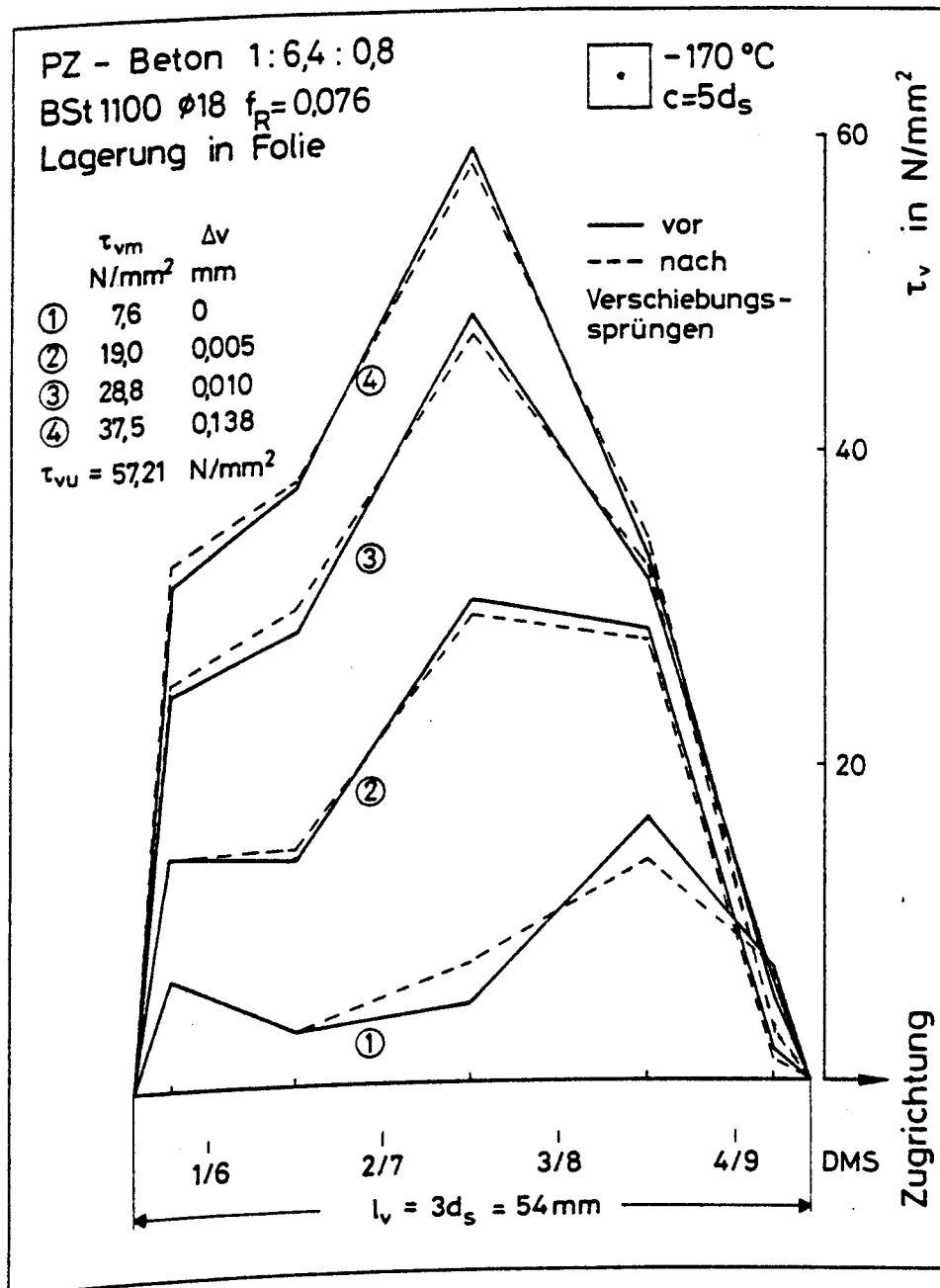


Bild 5.19: Verbundspannungsverlauf innerhalb der Verbundlänge vor und nach Verschiebungssprüngen bei zentrisch bewehrten Verbundkörpern, $\vartheta = -170$ °C

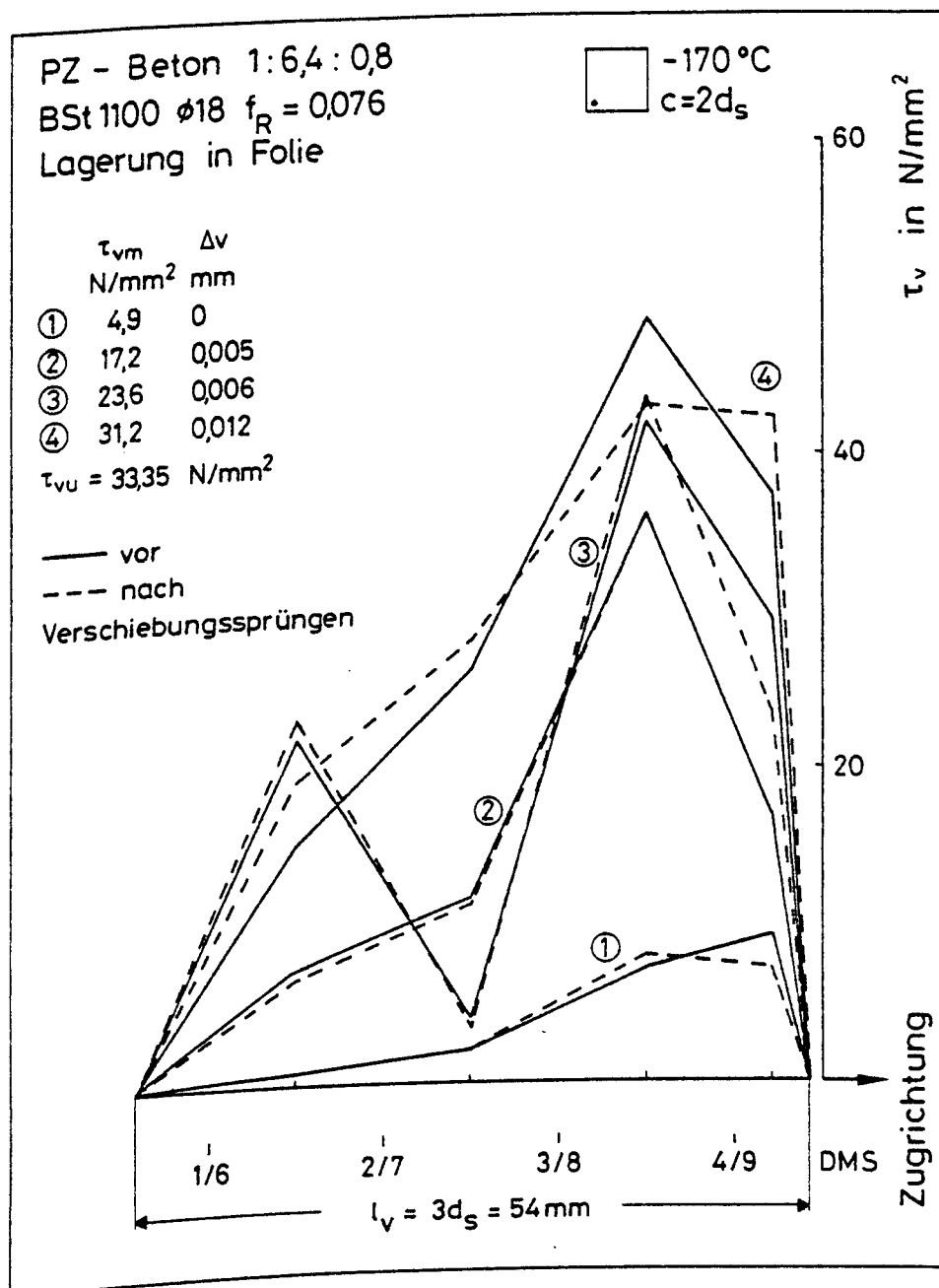


Bild 5.20: Verbundspannungsverlauf innerhalb der Verbundlänge vor und nach Verschiebungssprüngen bei Ecklage des Bewehrungsstabes, $\vartheta = -170$ °C

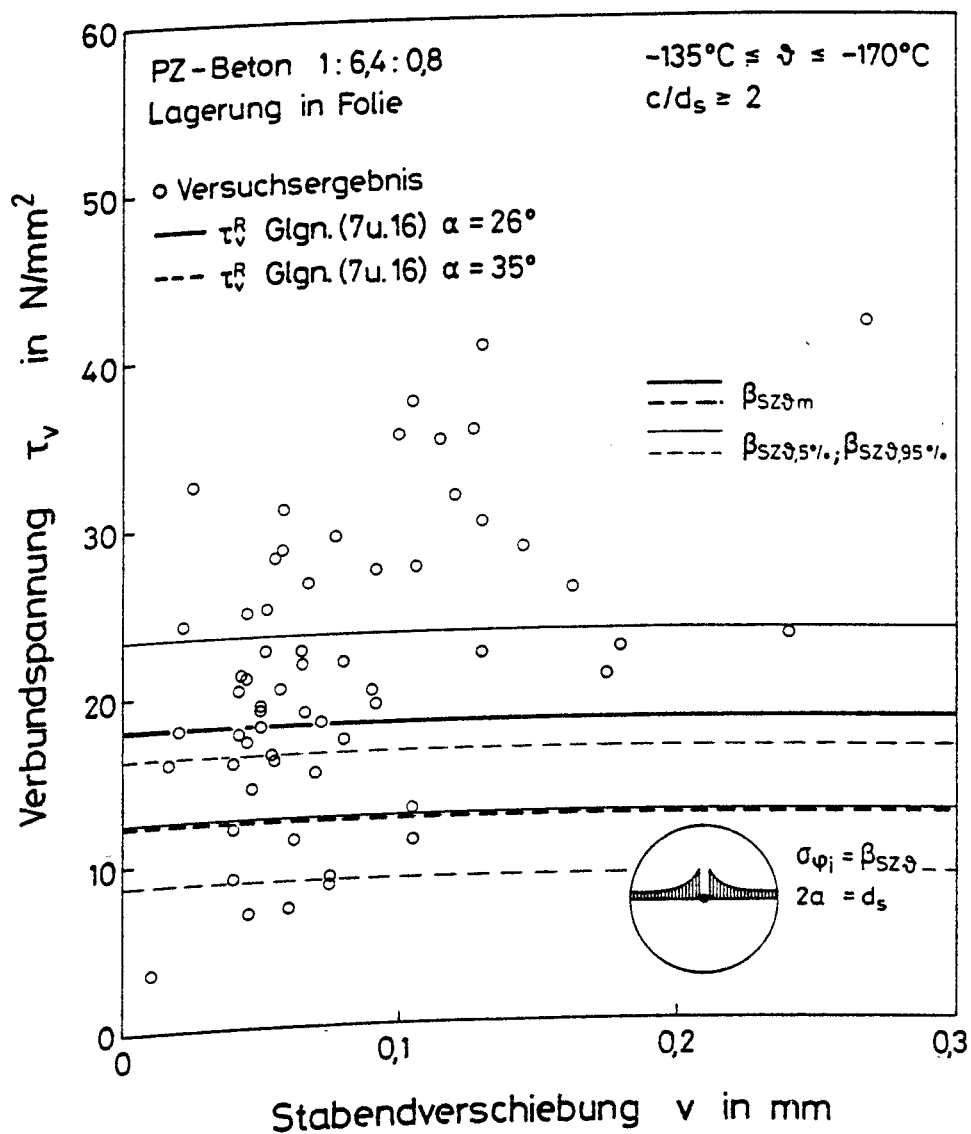


Bild 5.21: Beanspruchungszustand beim 1. Verschiebungssprung ($\vartheta = -135^{\circ}\text{C}$ und -170°C)

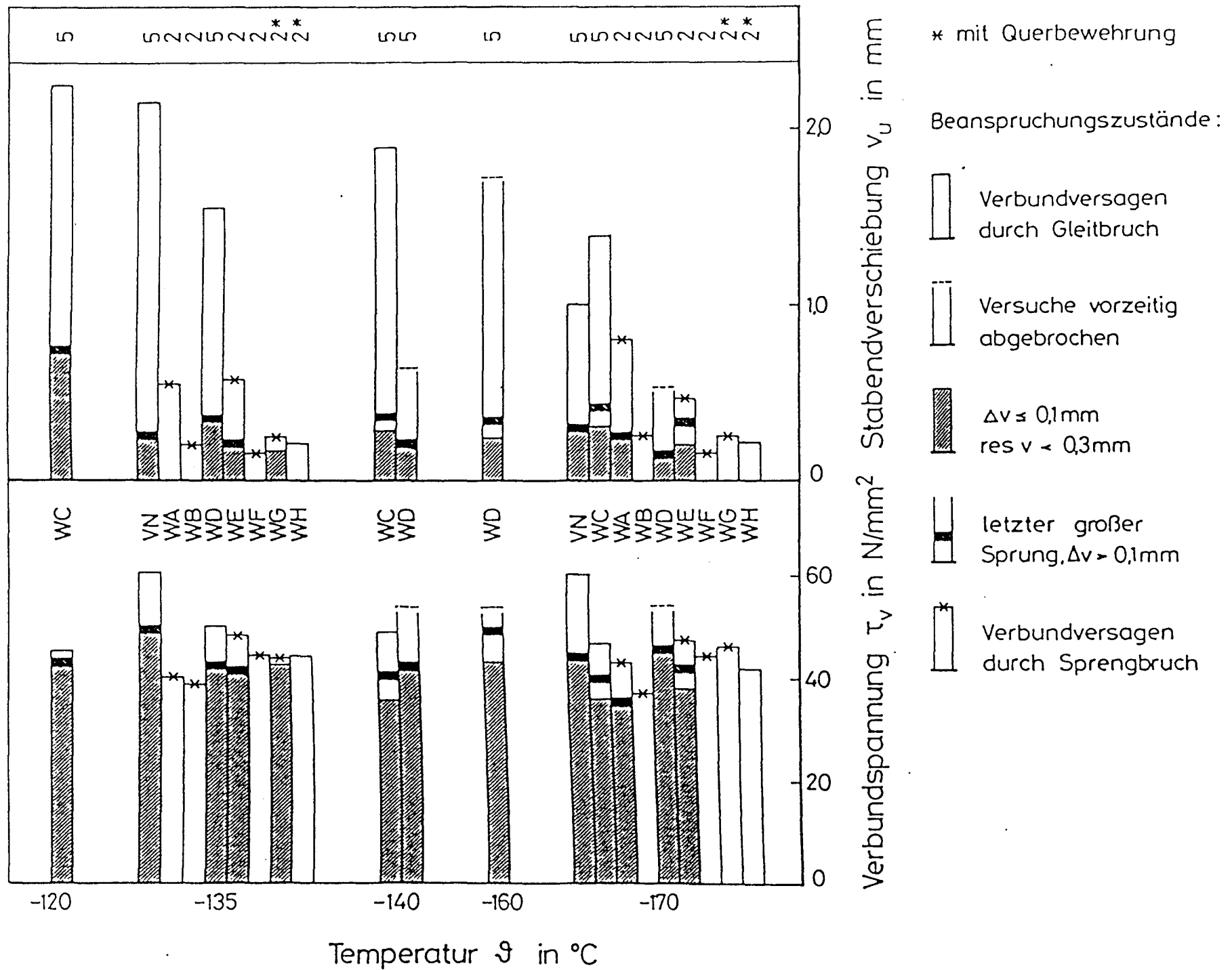


Bild 5.22: Beanspruchungszustände bei großen Verschiebungssprüngen und bei Sprengbrüchen

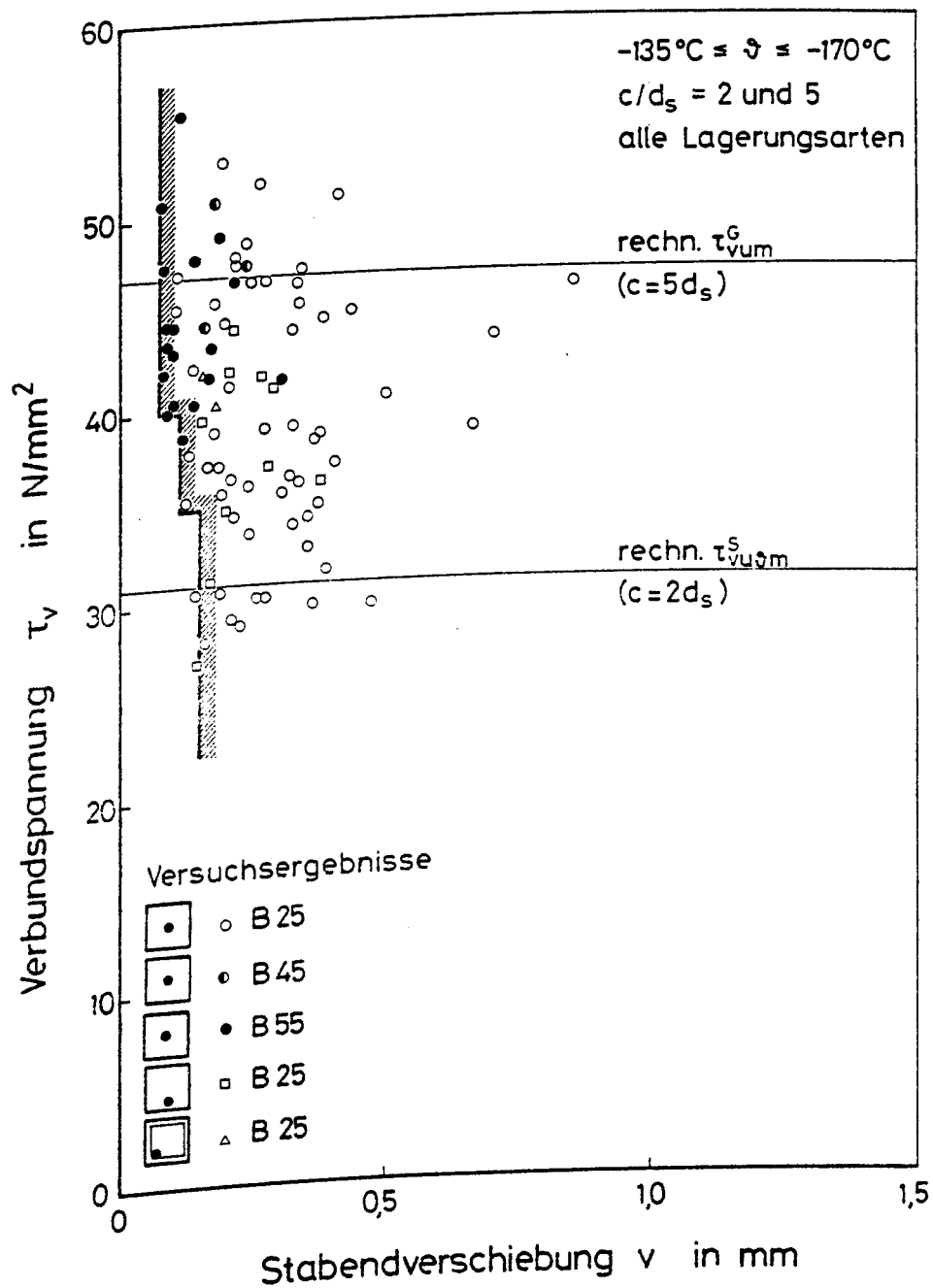


Bild 5.23: Beanspruchungszustand bei Verschiebungssprüngen $\Delta v > 0.1 \text{ mm}$ ($\vartheta = -135^{\circ}\text{C}$ u. -170°C)

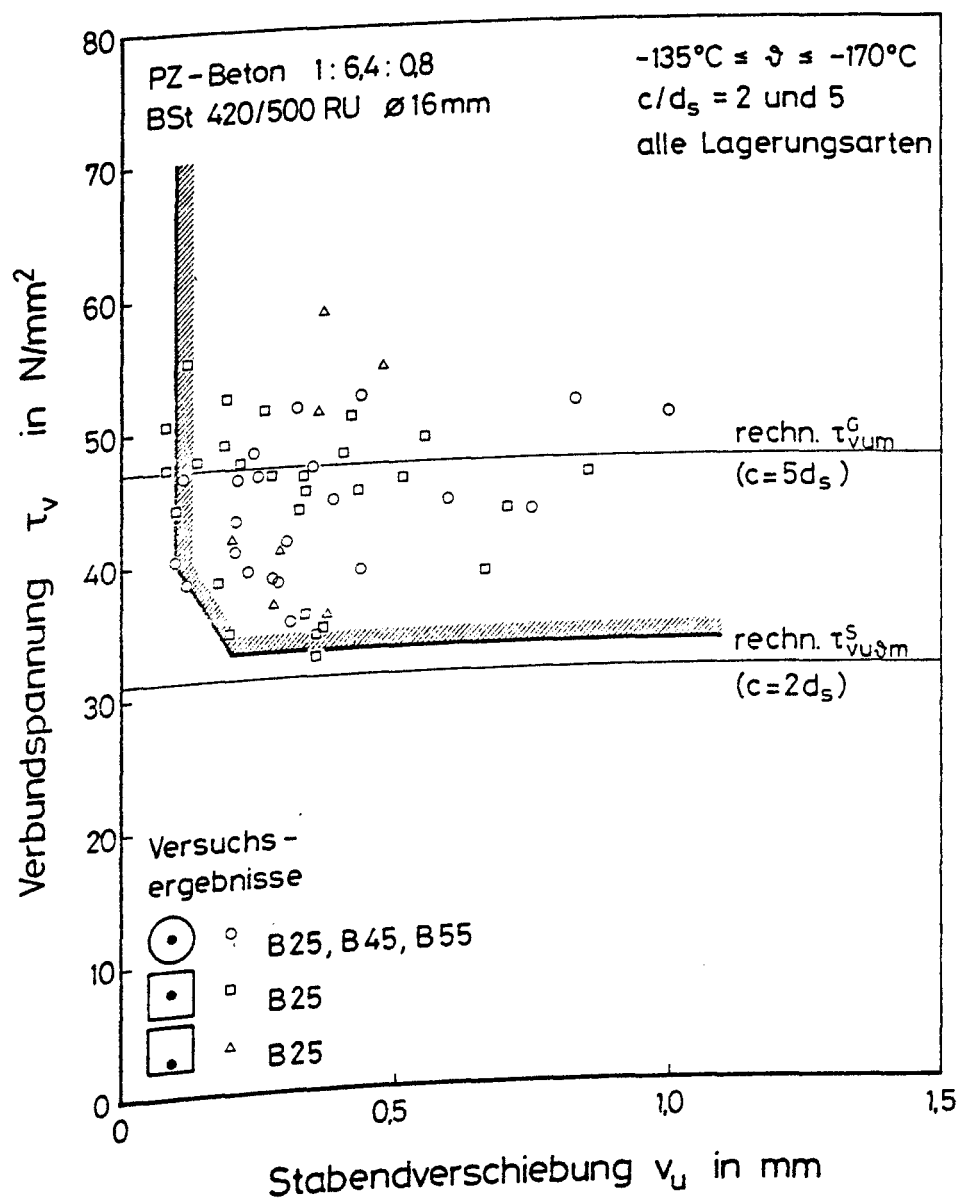


Bild 5.24: Beanspruchungszustand bei sehr großen Verschiebungssprüngen mit anschließendem Gleitbruch

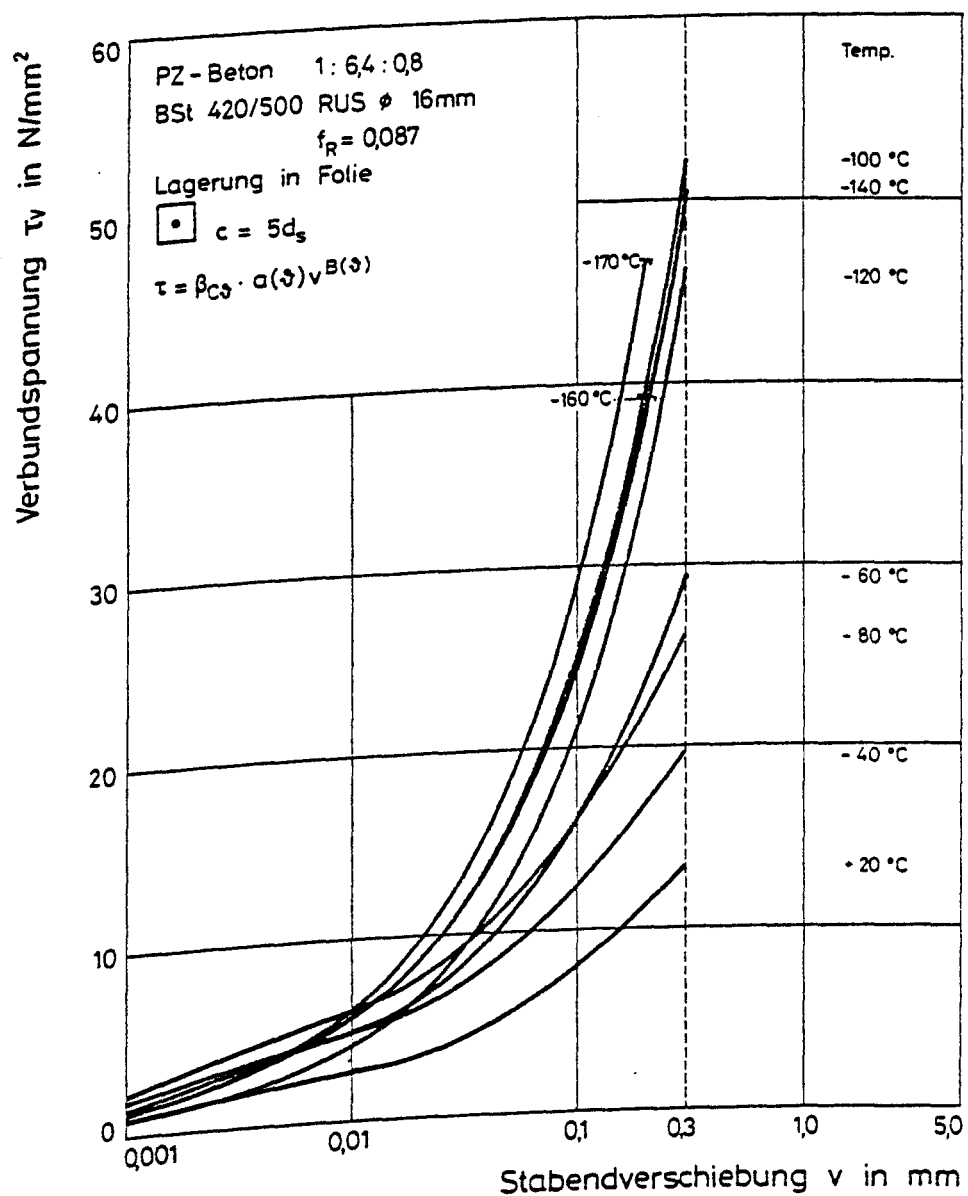


Bild 6.1: Ergebnis der Regressionsrechnung für die Versuchsergebnisse der Reihe WD

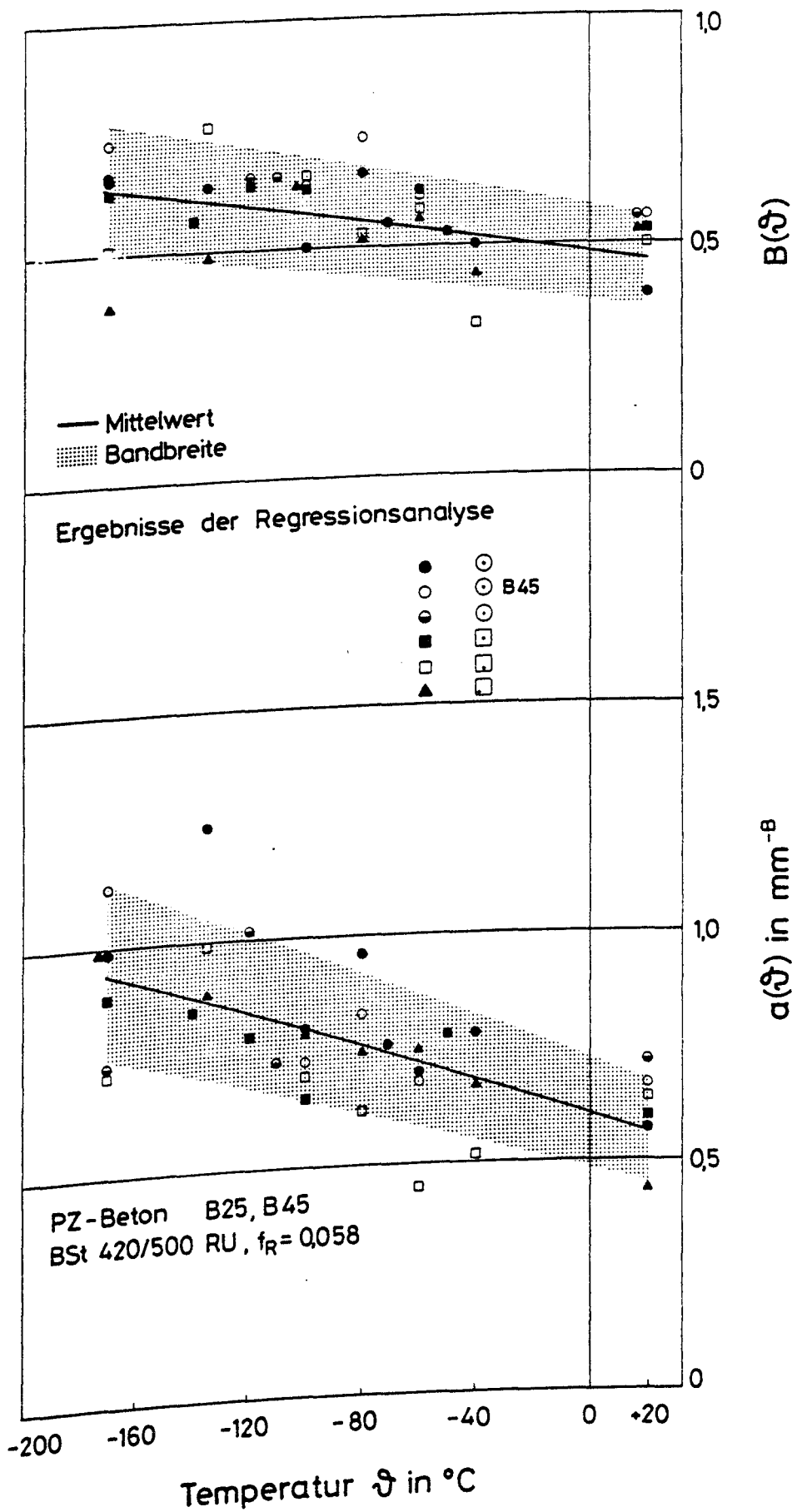


Bild 6.2: Koeffizienten des Verbundgesetzes für $f_R = 0,058$
 - Ergebnisse der Regressionsanalyse und von
 Glg. (28)

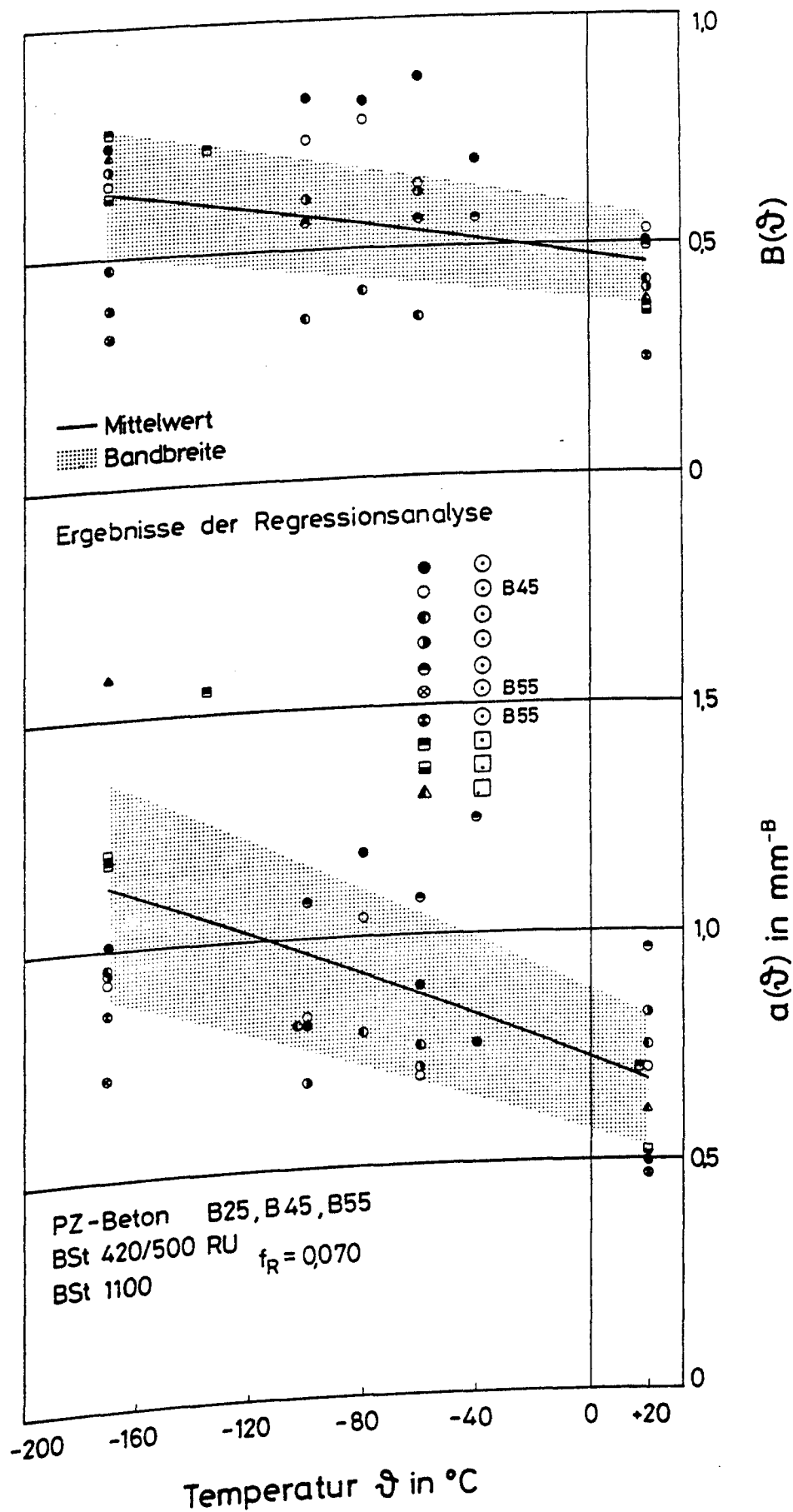


Bild 6.3: Koeffizienten des Verbundgesetzes für $f_R = 0,070$
 - Ergebnisse der Regressionsanalyse und von
 Glg. (28)

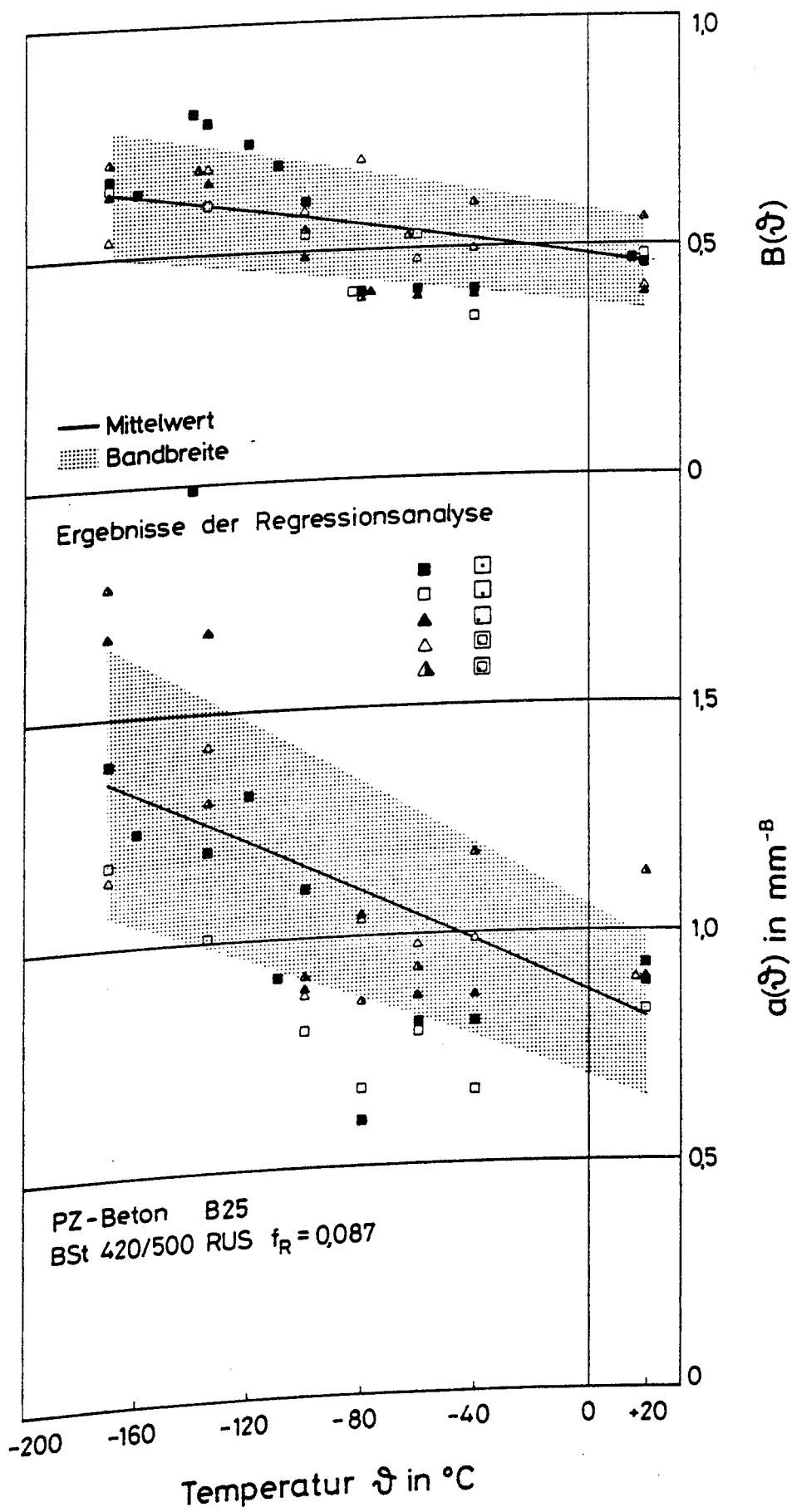


Bild 6.4: Koeffizienten des Verbundgesetzes für $f_R = 0,087$
 - Ergebnisse der Regressionsanalyse und von
 Glg. (28)

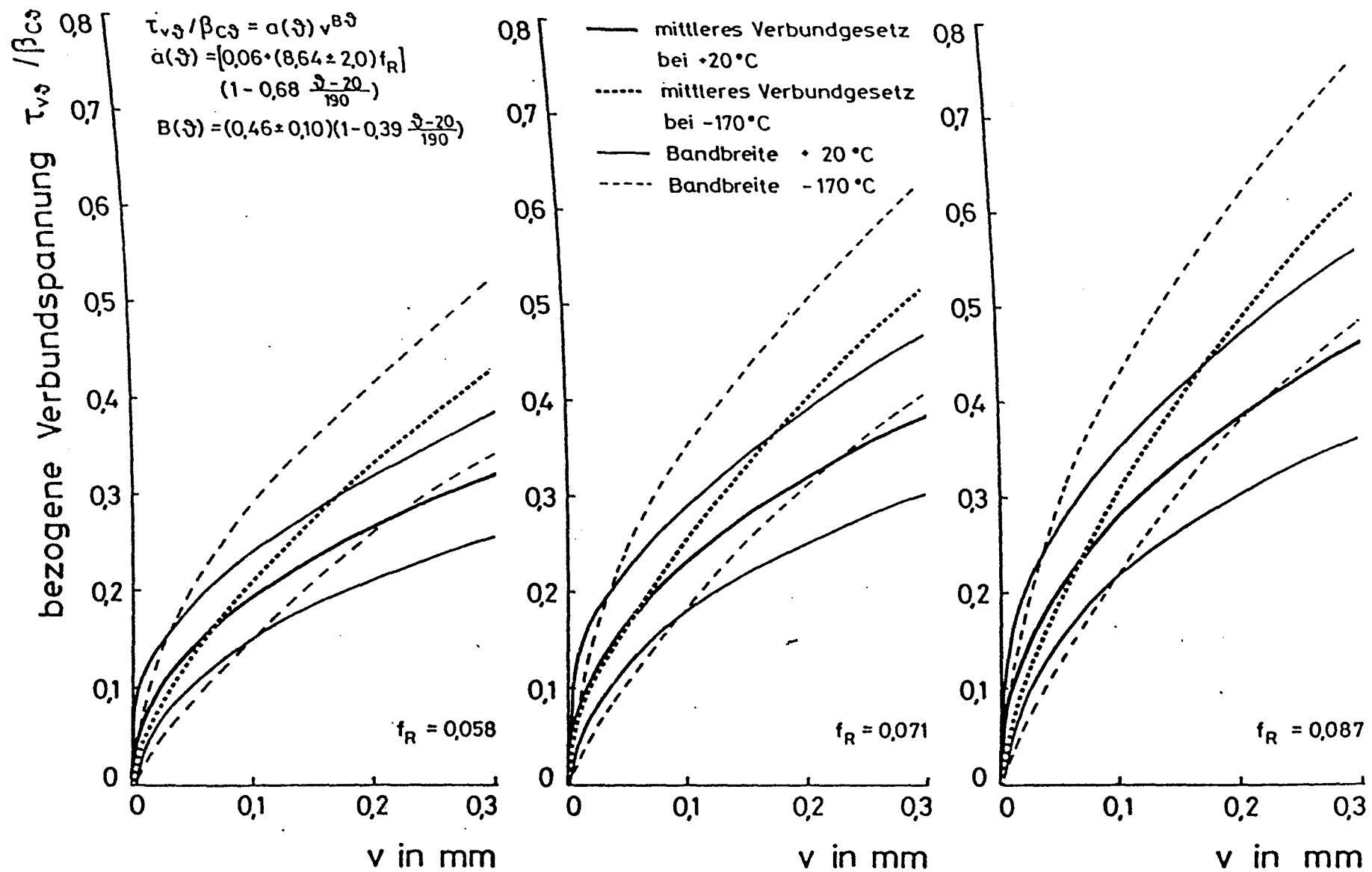


Bild 6.5: Verbundgesetze in Abhängigkeit von der Temperatur und bezogener Rippenfläche

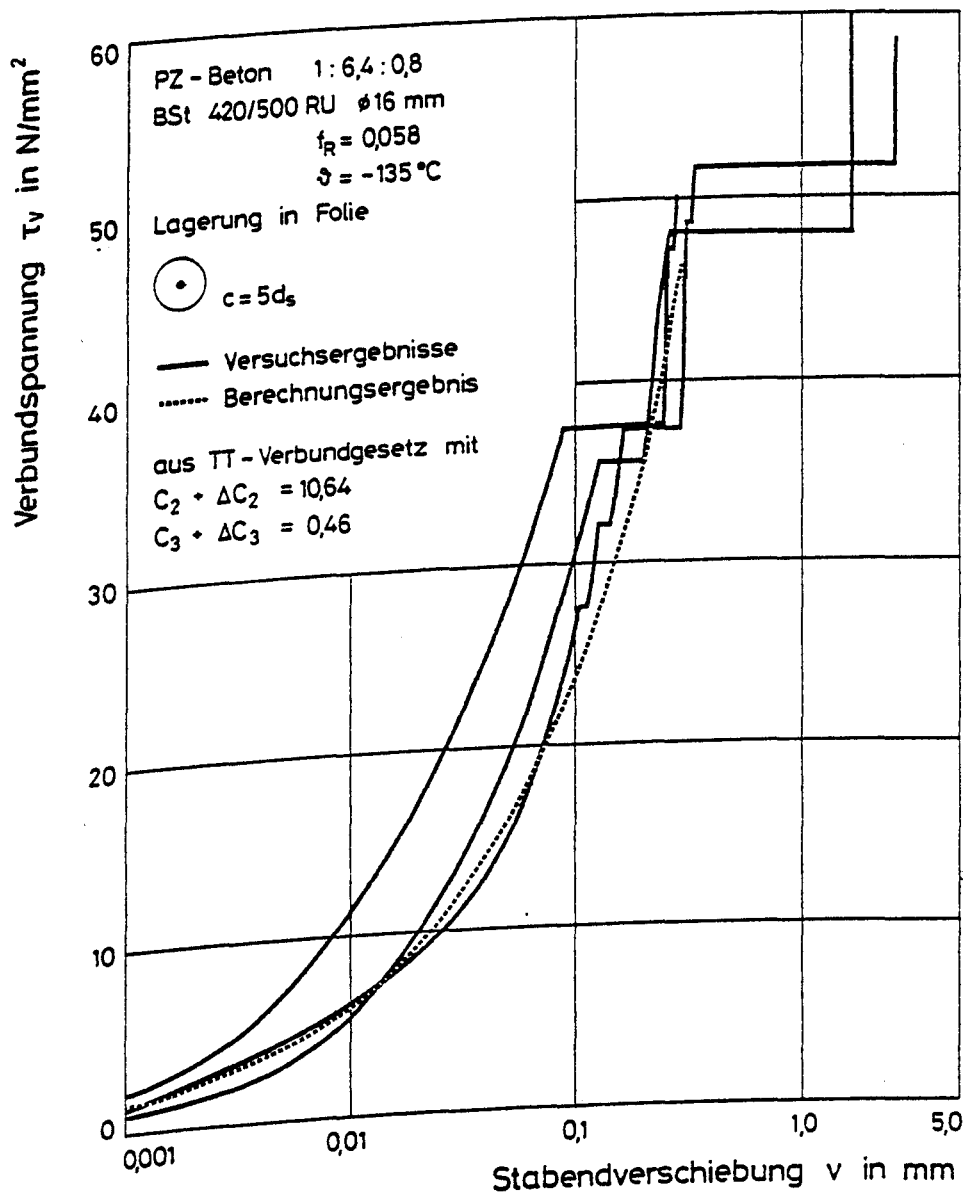


Bild 6.6: Vergleich des Verbundgesetzes mit den Versuchsergebnissen für große Betondeckungen

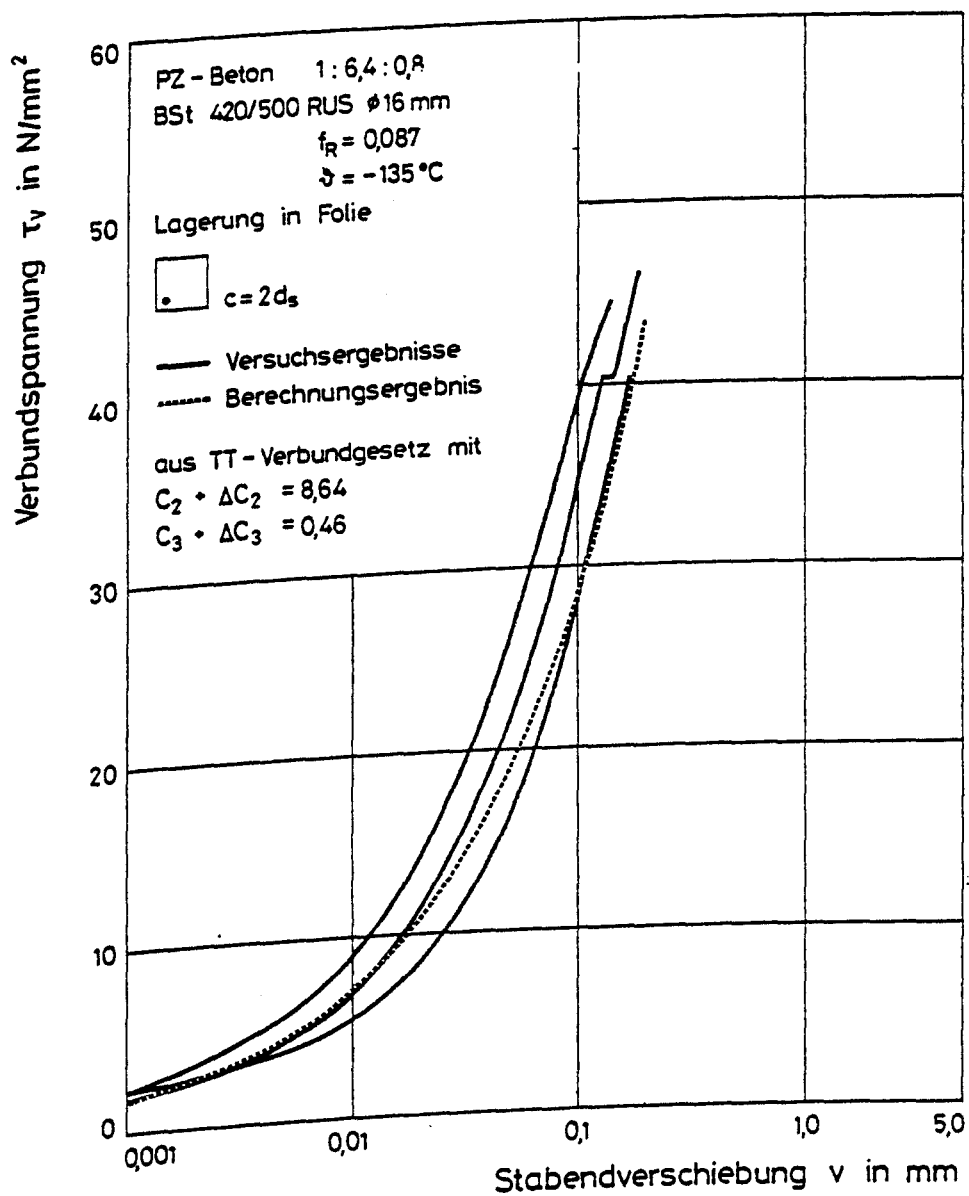


Bild 6.7: Vergleich des Verbundgesetzes mit den Versuchsergebnissen für Ecklagen des Bewehrungsstabes

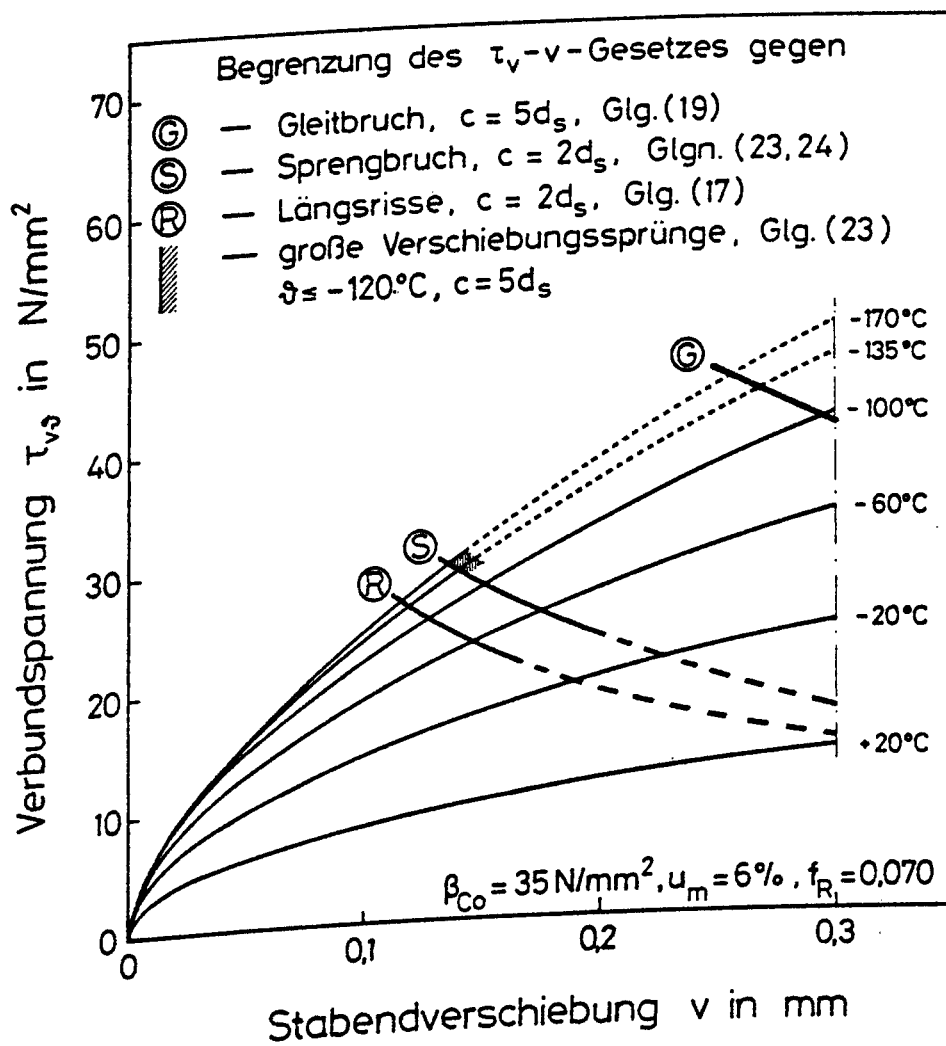


Bild 6.8: Gültigkeitsbereich des mittleren TT - Verbundgesetzes bei Berücksichtigung der Versagensbedingungen

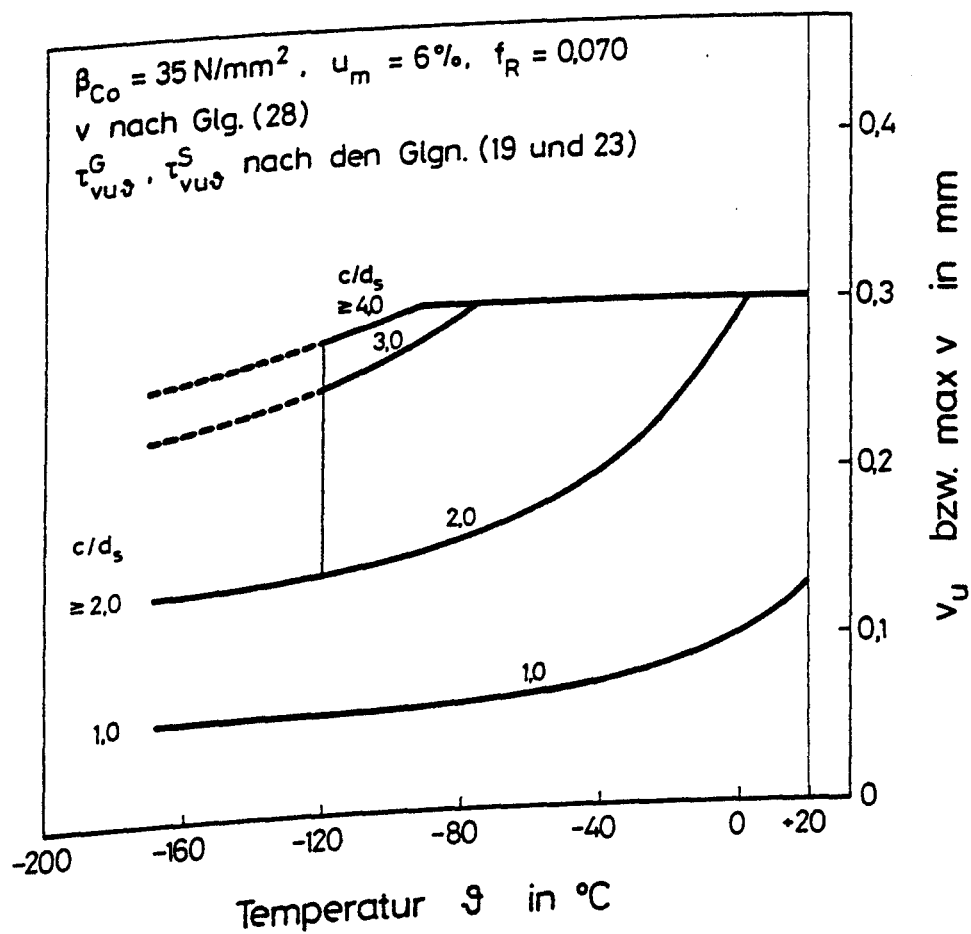


Bild 6.9: Zulässige Verschiebungen des mittleren TT - Verbundgesetzes in Abhängigkeit von der Betondeckung